

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaïa



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THÈME :

Étude géotechnique d'un tronçon autoroutier sur un sol compressible renforcé par des drains verticaux, PK 15+130-PK15+930 Pénétrante du Bejaia

Présenté par :

Mr. MOUHOUBI. Locif

Mr. MAZROU. Idris

Encadré par :

Mr. SADAoui. Omar

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Mme. BOUICHE. L

Mr. KHEFFACHE.T

Présidente

Examineur

Promotion : 2014/2015

Remerciements

Nous tenons d'abord à remercier Dieu le tout puissant et Miséricordieux qui nous a donné le courage, et la force pour pouvoir achever ce modeste travail.

Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant tout le cursus.

Nous tenons à formuler l'expression de notre profonde reconnaissance à notre promoteur M. SADAOUI.O pour ses pertinents conseils et ses orientations ainsi que sa disponibilité au long de ce travail.

Un grand merci à M. MOUKRANI Salim pour nous avoir aidés et conseillés tout au long de ce projet.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin afin que notre travail puisse voir le jour.

Dédicaces

Je dédie ce travail à ceux qui ont contribué de près ou de loin pour mener ce travail à terme.

*Premièrement, je dédie ce travail à mes parents que dieu me les garde
Ainsi pour mon grand-père << Djeddi ACHOUR >> que dieu
nous le garde, ma grande mère que dieu accueillera dans son vaste paradis.
A toutes ma famille sans exception, et particulièrement mon frère Lakhel,
mes sœurs Soraya, Siham, Dalila.*

*Mon collègue Idris sans lui je n'aurai jamais réalisé ce projet.
A tous mes amis (Massi, Ryad, Tahar, Moumouh, El Hachemi,
Hicham... etc.) à tous les amis que j'avais l'occasion de les connaître à
l'université.*

Enfin, je dédie ce travail à ma future femme Saliba.

A toute la promotion géotechnique 2014/2015.

Locif.

Dédicaces

Je dédie ce travail

À mon père, qui va être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations

pour m'aider à avancer dans la vie. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

À ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils

pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

À mon frère qui n'a cessé d'être pour moi un exemple de persévérance, de courage et de générosité

et à ma petite sœur que j'aime beaucoup à qui je souhaite une réussite dans ses études.

À toute ma famille et tous mes amis.

Johis.

Liste de notations utilisées

- Z** : La profondeur de point de mesure (m) ;
- h** : L'épaisseur du sol (m) ;
- e₀** : Indice des vides initial ;
- K** : Conductivité hydraulique (m /s) ;
- U** : Pression interstitielle (KPa) ;
- H** : Distance de drainage de la couche (m) ;
- d_e** : Diamètre d'influence des drains (m) ;
- L** : Espacement des drains (m) ;
- r_e** : Rayon d'influence des drains (m) ;
- n** : Ratio de diamètre des drains ;
- e₀** : Indice des vides initial ;
- ū** : Surpression interstitielle moyenne (KPa) ;
- u_r** : Pression interstitielle en excès (KPa) ;
- γ_h** : Poids volumique humide du sol (KNm³) ;
- γ_w** : Poids volumique de l'eau interstitielle (KNm³) ;
- γ'** : Poids volumique déjugé (KNm³) ;
- m_v** : Coefficient de compressibilité volumique (KPa⁻¹) ;
- C_h** : Coefficient de consolidation horizontale (cm²/s) ;
- C_v** : Coefficient de consolidation verticale (cm²/s) ;
- a_v** : Coefficient de compressibilité du squelette (KPa⁻¹) ;
- T_h** : Facteur du temps (écoulement horizontale) ;
- T_v** : Facteur du temps (écoulement verticale) ;
- k_h** : Conductivité hydraulique horizontale (m/s) ;
- k_s** : La conductivité hydraulique horizontale du sol remanié (m/s) ;
- q_w** : Capacité de décharge du drain ;
- U_r** : Degré de consolidation radiale (%) ;
- U₀** : Surpression interstitielle moyenne initiale (KPa) ;
- U_v** : Degré de consolidation verticale (%) ;
- ū_z** : Surpression interstitielle moyenne verticale (KPa) ;
- ū_r** : Surpression interstitielle moyenne radiale (KPa) ;
- b** : Largeur de drain plat (9,5 cm) ;
- a** : Epaisseur de drain plat (0,5 cm) ;
- d_{eq}** : Diamètre équivalent du drain plat préfabriqué (m) ;

Liste de notations utilisées

- β_0 : Le facteur de réduction du tassement ;
- K_{ac} : Coefficient de poussée du ballastée ;
- a : Le taux d'incorporation (colonnes ballastées) ;
- $\sigma_{0i}(z)$: Est la contrainte apportée par la fondation à la profondeur de calcul ;
- L_{ci} : La longueur de la colonne traversant la couche (i) ;
- β_{2i} : Est le facteur d'amélioration qui tient compte de la compressibilité de la colonne et l'influence de la profondeur ;
- y : Est le facteur d'influence ;
- A_c : Section de de la colonne ballastée (m^2) ;
- A : Surface totale de tronçon étudié (m^2) ;
- ϕ : Diamètre de la colonne (m) ;
- β_1 : Facteur d'amélioration ;
- φ'_c : Angle de frottement du ballaste ;
- f_d : Facteur de profondeur ;
- σ_h : Contrainte horizontale du sol ;
- σ_0 : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage sur le sol traité ;
- σ_c : Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité ;
- σ_{adm} : Contrainte admissible du sol ;
- σ'_p : Contrainte de pré consolidation ;
- σ'_{v0} : Contrainte vertical effective due au poids des terres ;
- $\Delta\sigma_v$: Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la verticale d'un point donnée de la surface ;
- S_∞ : Tassement final de la consolidation primaire ;
- E_M : Module pressiométrique, qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- E_s : Module de déformation élastique du sol traité ;
- E_c : Module de déformation élastique du matériau constitutif de la colonne ballastée ;
- E_{oed} : Module œdométrique du sol ;
- q_u : Capacité portante du sol ;
- q'_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de fondation ;
- D : Profondeur d'ancrage ; $D=2$ m
- C_c : Indice de compression ;
- C_s : Indice de gonflement ;
- H : La hauteur de la couche compressible ;
- P_1 : Pression limite qui caractérise la résistance de rupture de sol ;

Liste de notations utilisées

- P_f : Pression de fluage qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique ;
- p_{le}^* : Pression limite nette équivalente ;
- p_l : Pression limite ;
- p_{ll}^* : Pression limite nette ;
- p_0 : Pression horizontal des terres au repos au moment de l'essai ;
- k_p : Facteur de portance ;
- K_0 : Coefficient de poussées des terres au repos ;
- H_w : Profondeur de la nappe ;
- H_0 : Épaisseur de la couche compressible après tassement primaire ;
- C_α : Coefficient de tassement secondaire ;
- t_∞ : Délai du tassement secondaire ;
- t : Délai du tassement primaire ;
- q' : Contrainte effective appliquée par l'ouvrage ;
- α : Coefficient rhéologique du sol ;
- ν_s : Coefficient de poisson du sol ;
- Ψ° : Angle de dilatance du sol.

Introduction générale	1
CHAPITRE I. Généralités sur les méthodes de renforcement des sols compressibles	
I.1 Introduction	2
I.2 pré chargement.....	2
I.2.1 Principe	2
I.2.2 Techniques de mise en œuvre	3
I.3 Colonnes ballastées.....	4
I.3.1 Définition	4
I.3.2 Domaine d'application	4
I.3.3 Objectif du traitement	5
I.3.4 Conception du traitement	5
I.3.5 Technique de mise en œuvre	5
I.4 Drains verticaux.....	7
I.4.1 Définition	7
I.4.2 But des drains verticaux	7
I.4.3 Domaine d'application	7
I.4.4 Types des drains verticaux.....	7
I.4.5 Les instrumentations	12
I.5 Conclusion	14
CHAPITRE II. Etude géotechnique du site	
II.1 Introduction.....	15
II.2 Présentation du projet.....	15
II.3 Impacts socio-économiques.....	15
II.4 Reconnaissance du site.....	16
II.4.1 Hydrogéologie et hydrologie du site.....	16
II.4.2 Topographie et géomorphologie.....	16
II.4.3 Formations lithologiques	16
II.4.4 Effets sismiques et catégorie de site	16
II.4.5 Eaux superficielles et souterraines.....	17
II.5 Reconnaissance du sol.....	17
II.5.1 Essais géotechniques	17
II.5.1.1 Etude de laboratoire	17
II.5.1.2 Essais in situ.....	18
II.6 Méthode du calcul de la capacité portante	21
II.7 Conclusion.....	24

CHAPITRE III. Dimensionnement des drains verticaux

III.1 Introduction.....	25
III.2 Accélération de la consolidation par drainage vertical	25
III.2.1 Hypothèses sur le comportement mécanique	26
III.2.2 Equation de la consolidation unidimensionnelle.....	26
III.2.3 Degré de consolidation U_v	27
III.3 Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux.....	29
III.3.1 Théorie élémentaire de Barron	30
III.4 Consolidation tridimensionnelle (radiale et verticale).....	33
III.4.1 Théorèmes de Carillo	33
III.5 Dimensionnement des drains verticaux	35
III.6 Méthode de calcul des réseaux de drains verticaux	35
III.7 Application pour le dimensionnement d'un réseau de drains verticaux.....	38
III.8 Conclusion	39

CHAPITRE IV. Dimensionnement des colonnes ballastées

IV.1 Introduction.....	40
IV.2 Hypothèse de calcul	40
IV.3 Caractéristiques du traitement des sols par colonnes ballastées.....	40
IV.3.1 Le diamètre des colonnes	40
IV.3.2 La hauteur des colonnes	40
IV.3.3 Le nombre des colonnes.....	40
IV.3.4 Les caractéristiques physico-mécaniques du matériau d'apport	41
IV.3.5 Les paramètres mécaniques des colonnes ballastées	41
IV.4 Application numérique pour le dimensionnement des colonnes ballastées.....	42
IV.4.1 Détermination de la maille de référence	42
IV.4.2 Résolution de l'équation de Priebe.....	42
IV.4.3 Calcul nombres de colonnes nécessaire	43
IV.4.4 Vérification de l'équilibre des efforts.....	43
IV.5 Méthode du Calcul de tassement après le traitement par colonnes ballastées.....	44
IV.5.1 Traitement par colonnes ballastées sous fondation de grandes dimensions	44
IV.6 Conclusion	46

CHAPITRE V. Calcul analytique des tassements

V.1 Introduction.....	47
V.2 Définition	47
V.3 Composantes du tassement	47
V.4 Calcul des tassements par la méthode œdométrique.....	48
V.4.1 Etapes de calcul des tassements	50

Sommaire

V.4.2 Résultats des tassements calculés avant le traitement (sol vierge).....	51
V.5 Calcul des tassements par la méthode pressiométrique	55
V.6 Calcul du temps de consolidation (t).....	58
V.7 Calcul du tassement après le renforcement du sol avec un réseau de drains verticaux	59
V.8 Calcul du tassement après le renforcement avec les colonnes ballastées	60
V.9 Conclusion	62
CHAPITRE VI. Analyse numérique par EF	
VI.1 Introduction.....	63
VI.2 Présentation de logicielle	63
VI.2.1 Fonction et domaine d'application	63
VI.2.2 Les modèles des matériaux	63
VI.2.3 Type de comportement des matériaux	64
VI.2.4 Les différents étapes de modélisation.....	64
VI.3 Modèle du profil sans renforcement (sol vierge).....	65
VI.4 Modèle du profil renforcé par des drains verticaux.....	69
VI.5 Modèle du profile renforcé par des colonnes ballastées.....	71
VI.6 Conclusion	75
Conclusion générale	76
ANNEXES.	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	

Liste des figures

Figure I-1 : Principe du préchargement pour le contrôle des tassements.[2]	3
Figure I-2 : Technique de préchargement.[2]	4
Figure I-3 : Types de sol à améliorer par colonne ballasté.[5]	4
Figure I-4 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.[5].....	5
Figure I-5 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide. [5]	6
Figure I-6 : Différents types et formes des drains préfabriqués avec leurs principales composantes.[7]8	
Figure I-7 : Phases de mise en place des drains plat. [17].....	9
Figure I-8 : Formes de sabots utilisés pour le fonçage des drains préfabriqués.[10]	9
Figure I-9 : Caractéristiques d'un DVP [15].....	9
Figure I-10 : Méthodes d'exécution d'un drain de sable (Magnan, 1983).[10].....	11
Figure I-11 : Installation de drain de sable avec les instruments.[9]	13
Figure I-12 : Vue d'un équipement de réalisation des drains plats pénétrante de Bejaia, année 2015..	13
Figure I-13 : Maillage des drains plats, [Photo chantier, 2015].	13
Figure I-14 : Vue de la mise en œuvre des drains verticaux [photo chantier, 2015].....	14
Figure II-1 : Situation du projet à étudier.....	15
Figure II-2 : Réseau d'implantation des essais in situ.	18
Figure II-3 : Argiles peu plastiques profondeur : 5~10m.[16]	19
Figure II-4 : Argiles peu plastiques Sable profondeur : 25~30,1m.[16]	19
Figure II-5 : Courbe pressiométrique corrigée.	20
Figure II-6 : Présentation des résultats pressiométrique E_M , P_1 , E_M/P_1	21
Figure III-1 : Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-kelvin.[4].....	25
Figure III-2 : Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v . [4]	27
Figure III-3 : Degré de consolidation U_v en fonction du logarithme du facteur temps T_v . [4]	28
Figure III-4 : Ecoulement de l'eau vers un drain vertical.[9]	29
Figure III-5 : Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intact (adapté de Léo, 2004).[7].....	31
Figure III-6 : Degré de consolidation en fonction du facteur temps T de consolidation.[7].....	32
Figure III-7 : Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant de drainage vertical et radial.[7].....	35
Figure III-8 : Deux dispositions des drains circulaires verticaux, (adopté de Rixner et al, 1986).[7]..	36
Figure III-9 : Abaque pour la formule de Carillo (document J.P. Bru).[10].....	37
Figure III-10 : Abaque pour le dimensionnement des drains en consolidation radiale (document J.P. Bru).[4].....	37
Figure IV-1 : Abaque donnant le facteur d'amélioration de base en fonction du taux d'incorporation (Priebe, 1995).[12]	43

Liste des figures

Figure IV-2 : Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée (Priebe, 1995). [12].....	45
Figure IV-3 : Abaque du facteur d'influence de la profondeur (Priebe, 1995).[13]	46
Figure V-1 : Charge uniforme rectangulaire.[14]	49
Figure V-2 : Remblai semi infini (forme trapézoïdale).[14].....	50
Figure V-3 : Géométrie de distribution des charges sur les couches de sol.	51
Figure V-4 : Tassement des couches du sol sous les différentes surcharges	55
Figure V-5 : Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode présiométrique	57
Figure V-6 : Géomètre de disposition des drains verticaux dans le sol a renforcée	59
Figure V-7 : Plan de répartition des drains verticaux	59
Figure V-8 : Géométrie de disposition des colonnes ballastées dans les couches du sol.	60
Figure V-9 : Vue en plan de répartition des colonnes ballastées.	60
Figure VI-1 : Géométrie du problème sol vierge.....	65
Figure VI-2 : Maillage en EF du problème en déformations planes	66
Figure VI-3 : Maillage plus raffinée	66
Figure VI-4 : Niveau de la nappe phréatique.....	67
Figure VI-5 : Isovaleur des déplacements du sol vierge.....	67
Figure VI-6 : Cuvette du tassement (sol vierge).....	68
Figure VI-7 : Variation des tassements en fonction du temps (sol vierge).	68
Figure VI-8 : Déformation de maillage après renforcement par des drains verticaux.	69
Figure VI-9 : Isovaleur des déplacements après renforcement par des drains verticaux.	70
Figure VI-10 : Cuvette du tassement après renforcement par des drains verticaux.	70
Figure VI-11 : Variation des tassements en fonction du temps après renforcement par des drains.	71
Figure VI-12 : Evaluation des tassements en fonction de la charge après renforcement par des drains verticaux.....	71
Figure VI-13 : Déformation de maillage on appliquant toutes les charges (remblai couche de forme, surcharges)	72
Figure VI-14 : Isovaleur des déplacements verticaux après renforcement par des colonnes ballastées.	73
Figure VI-15 : Cuvette du tassement après renforcement par des colonnes ballastées.	73
Figure VI-16 : Variation des tassements en fonction du temps après renforcement par des colonnes.	74
Figure VI-17 : Evaluation des tassements en fonction de la charge après renforcement par des colonnes	74

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : Technique d'amélioration des sols.[1]	2
Tableau I-2 : Types des drains et méthodes d'installation.[6]	8
Tableau II-1 : Lithologies principales du sol.	16
Tableau II-2 : Résultats des essais de laboratoire.	18
Tableau II-3 : Résultats de l'essai pressiométrique réalisé ou PK 15+115.	20
Tableau II-4 : Valeurs des pressions limites P_l^*	23
Tableau III-1 : Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v . [4].....	28
Tableau IV-1 : Caractéristiques adoptées pour le ballast.[5]	41
Tableau V-1 : Résultats des tassements calculer an appliquant la charge du remblai seul,	52
Tableau V-2 : Résultats des tassements calculer an appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme	53
Tableau V-3 : Résultats des tassements calculer an appliquant la charge du remblai, la charge des couches de formes de la route et la charge d'exploitation.....	54
Tableau V-4 : Valeurs du Coefficient α selon Menard. [13].....	56
Tableau V-5 : Valeurs des coefficients de forme. [13].....	56
Tableau V-6 : Valeur du tassement à partir du préssiomètre.....	58
Tableau V-7 : Résultats des tassements calculé après le renforcement par des drains verticaux.....	60
Tableau V-8 : Résultats des tassement calculé après renforcement avec des colonnes ballastées.....	61
Tableau VI-1 : Caractéristiques des couches de sol a modélisée.	65
Tableau VI-2 : Caractéristiques des couches de forme de la route.....	66
Tableau VI-3 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des drains utilisés.	69

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires, ainsi que les zones industrielles, entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles, afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité de ces ouvrages.

La construction de la chaussée souple sur un sol compressible pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité de la chaussée, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et des déformations importants de l'ouvrage.

L'analyse du comportement d'un sol compressible saturé comportant des matériaux peu drainant (argiles, limons...etc.) dépend essentiellement du facteur temps, en raison du développement et la dissipation de l'eau dans le sol. Il est très connu que dans un sol saturé, les pressions interstitielles ont une influence à la fois sur le champ de contraintes totales et sur le champ de contraintes effectives.

La construction d'ouvrages sur les sols argileux saturés présente diverses difficultés :

1. Les ouvrages subissent de forts tassements provoqués par la forte compressibilité des sols.
2. Les sols argileux saturés très compressibles ont une faible résistance, il est donc difficile d'assurer la stabilité des fondations et des ouvrages (routes, voies ferrées...etc.) construits sur ces sols.
3. Le tassement des ouvrages se produit pendant un temps très long, souvent de l'ordre de plusieurs années. Ceci est dû au processus d'expulsion de l'eau.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude des techniques de renforcement des sols compressibles, et leurs méthodes de dimensionnement, plus particulièrement des drains verticaux et des colonnes ballastées. Ce mémoire est composé de six chapitres.

Le premier chapitre présente les différentes techniques de renforcement des sols compressibles, les techniques de mise en œuvre et leur domaine d'application.

Le deuxième et troisième chapitres sont consacrés au dimensionnement des réseaux de drains verticaux et des colonnes ballastées.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage et l'étude géotechnique du site.

Le cinquième chapitre s'intéresse au calcul analytique des tassements par différentes méthodes, avant et après le traitement avec des drains verticaux et colonnes ballastées.

Le sixième et dernier chapitre porte sur le calcul numérique des tassements par le logiciel Plaxis 2D.

CHAPITRE I

Généralités sur les méthodes de renforcement des sols compressibles

I.1 Introduction

Les dépôts des sols fins mous et compressibles (argile, vases), sont fréquents dans les vallées et en bordure des côtes. Ces zones ont été longtemps considérées comme peu propices à la construction, mais on y construit maintenant fréquemment tous les types d'ouvrages (routes, bâtiments, réservoirs, usines, ...etc.), ou prix d'un traitement préalable des sols de fondation.

Ces sols ont trois caractéristiques essentielles :

1. Ils subissent des déformations importantes sous les charges qui leur sont appliquées ;
2. Leurs déformations ne sont pas instantanées, mais peuvent durer pendant des mois, voire des années ;
3. Leur capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues dans les projets ;

On peut aujourd'hui classer les techniques d'amélioration, dont la panoplie s'est largement agrandie grâce aux progrès technologique, selon le tableau suivant.

Tableau I-1 : Technique d'amélioration des sols. [1]

Méthodes physiques	Traitement thermique. Congélation.
Méthodes chimiques	Certaines injections. Échange d'ions....etc.
Méthodes mécaniques	Statique (pré chargement) Dynamique : vibro-compactage, explosifs, consolidation dynamique
Inclusion	Colonne ballastée. Pieux battus, picots. Drains verticaux.
Méthodes mixtes	Injections de suspensions. Pieux de chaux.

I.2 pré chargement

On applique généralement cette méthode sur des mauvais terrains, composés principalement des sols fins (faible perméabilité), et dont le tassement évolue durant plusieurs années.

I.2.1 Principe

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive P_f augmentée éventuellement d'une surcharge P_s qui assure tout ou partie des effets suivants (Figure I-1) :

1. Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire, on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants.

2. Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du sol.

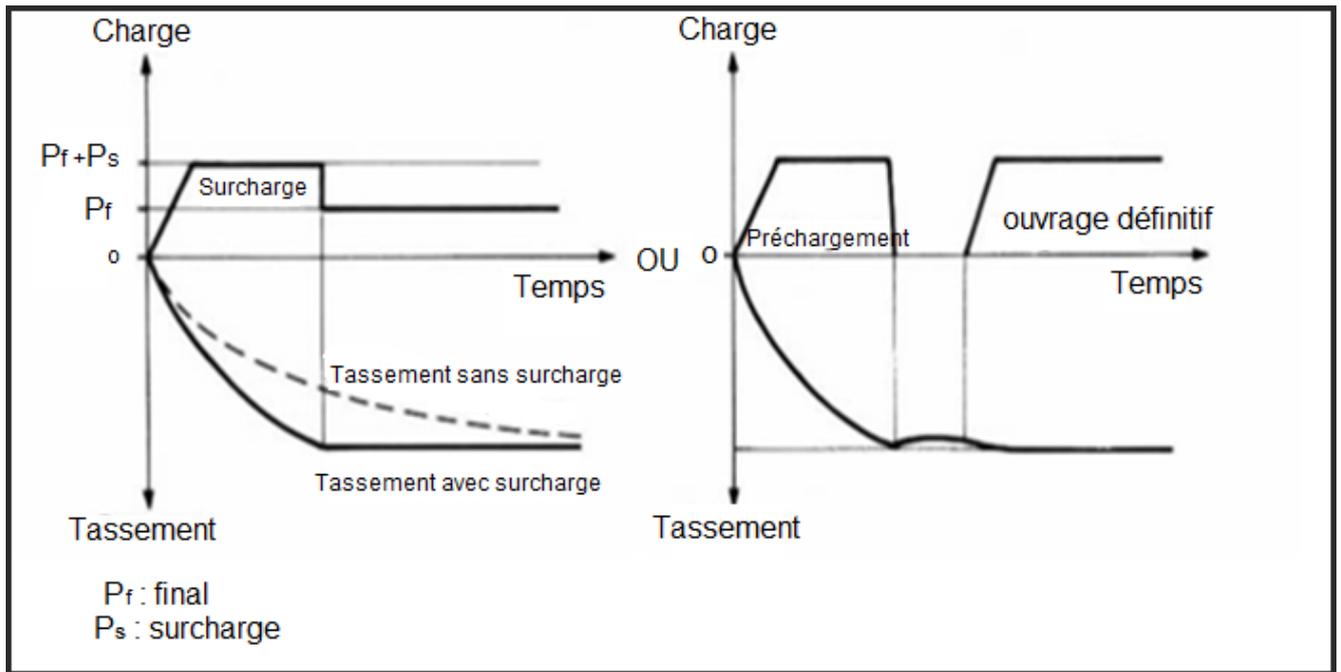


Figure I-1 : Principe du préchargement pour le contrôle des tassements. [2]

I.2.2 Technique de mise en œuvre

Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement (voir figure I-2).

1. Surcharge en terre :

La plus courante consiste à édifier sur le site un remblai (charge constante ou charge mobile). On augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible et en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur. Sur des sols très peu perméables, on peut associer le préchargement à un réseau de drains verticaux afin de faciliter l'évacuation de l'eau, avec un repère préalablement fixé. On mesure régulièrement le tassement du sol et lorsqu'il a atteint une valeur considérée acceptable, puis on décharge le remblai.

2. Consolidation atmosphérique

Cette méthode permet une amélioration des caractéristiques du sol, elle consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol, on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif du sol.

Pour tous les travaux de chargement dont la durée est mensuelle, il faut prendre des précautions avec le mouvement annuel des nappes. La qualité du tassement sera différente en fonction de la hauteur du niveau piézométrique.

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc précharger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider. Les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas.

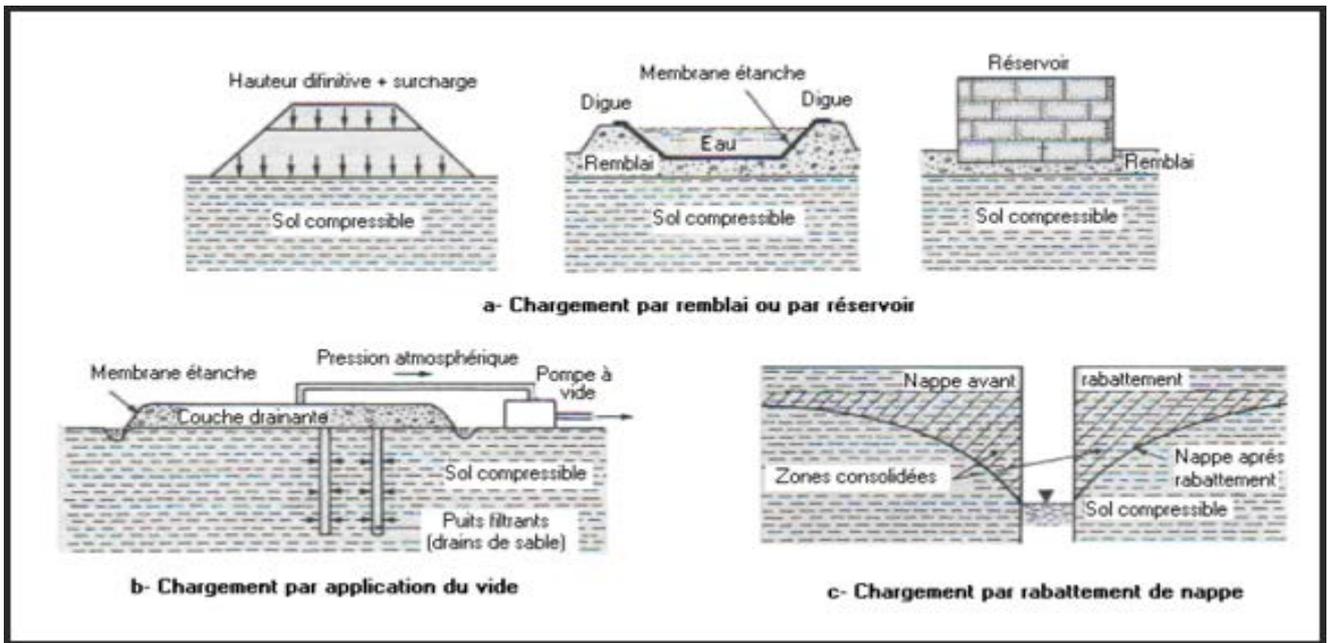


Figure I-2 : Technique de préchargement. [2]

I.3 Colonnes ballastées

I.3.1 Définition

Les colonnes ballastées servent au renforcement par compactage et incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles. La colonne ballastée agit comme élément porteur et drain vertical.

I.3.2 Domaine d'application

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, ...etc.).

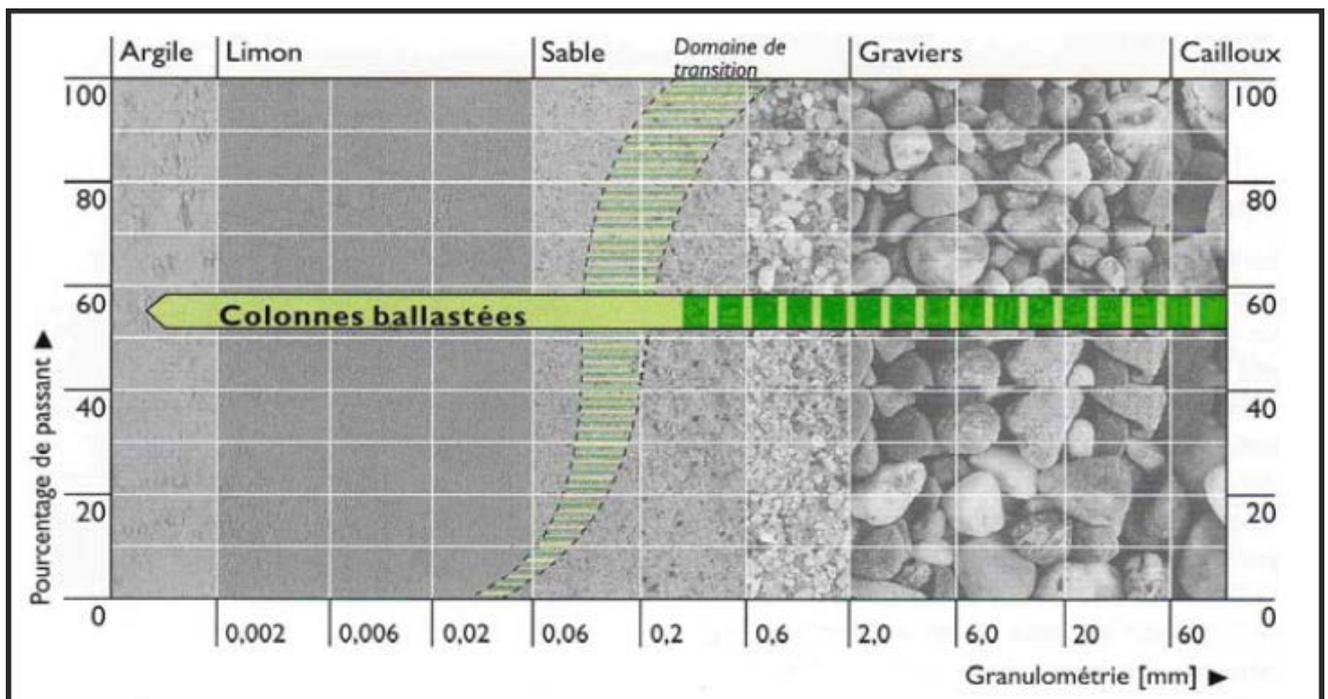


Figure I-3 : Types de sol à améliorer par colonne ballastée. [5]

I.3.3 Objectif du traitement

L'amélioration du sol par des colonnes ballastées, consiste à mettre en œuvre un «maillage» des colonnes constituées des matériaux graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre les charges transmises par la fondation.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

1. Augmenter la capacité portante du sol ;
2. Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
3. Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
4. Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

I.3.4 Conception du traitement

Alors que le compactage du sol se mesure relativement facilement par des sondages, les effets des colonnes ballastées ne peuvent être contrôlés que par des essais de chargement 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.

I.3.5 Technique de mise en œuvre

Deux procédés sont utilisés pour la mise en œuvre des colonnes ballastées.

1. Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air.
2. Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau.

1. Mise en œuvre par voie sèche

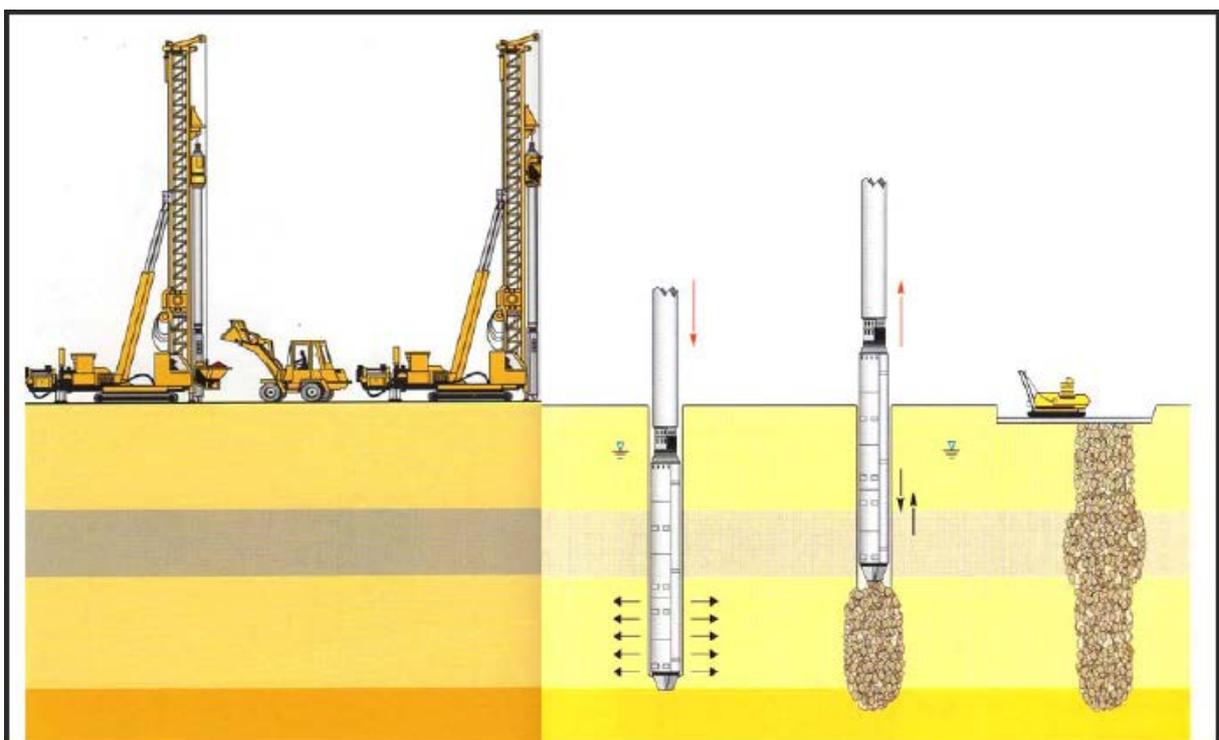


Figure I-4 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche. [5]

CHAPITRE I : Généralités sur les méthodes de renforcement des sols compressibles

1. La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
2. Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériaux jusqu'à l'orifice de sortie.
3. Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
4. Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le redescendre pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
5. La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

2. Mise en œuvre par voie humide

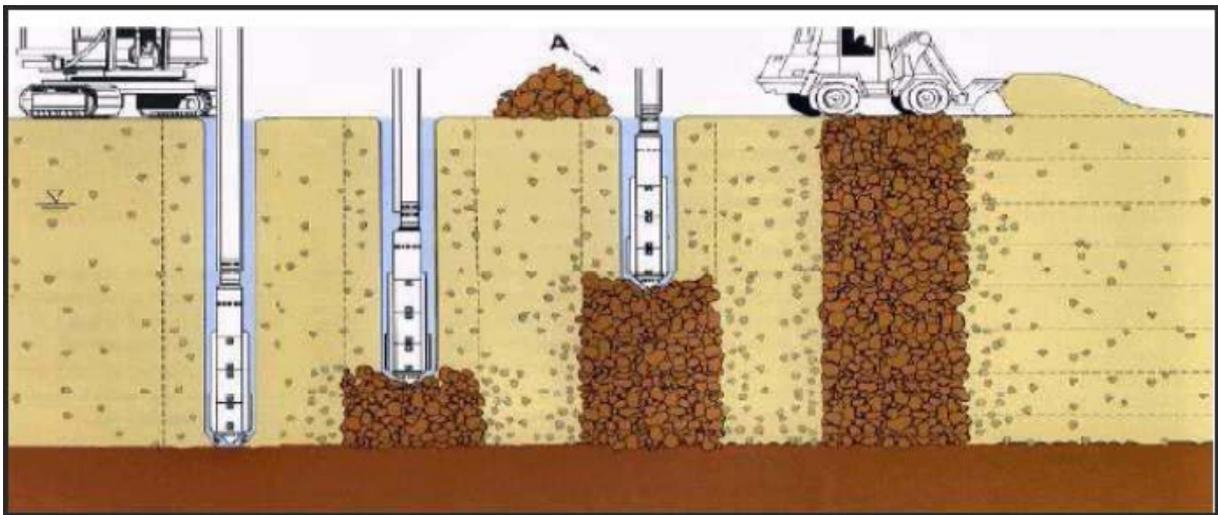


Figure I-5 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide. [5]

1. Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes plongeurs sont placés au-dessus du point projeté.
2. Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement.
3. Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.
4. Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.
5. 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.
6. 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.
7. En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

I.4 Drains verticaux

I.4.1 Définition

Les drains verticaux (en sables ou préfabriqués) sont l'un des méthodes d'amélioration des sols peu perméables saturés (argiles, limons, ...etc.), ils sont installés verticalement par diverses méthodes de mise en place, peuvent atteindre différentes profondeurs selon la nature et la composition des terrains à traiter et de type de drain à réaliser.

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en place un maillage régulier (maille triangulaire ou carrée) des drains verticaux.

I.4.2 But des drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés dans le but de :

1. Stabiliser les sols de fondation de faible résistance très compressible ;
2. Diminution des tassements ;
3. Augmenter considérablement la vitesse de consolidation des sols ;
4. Augmenter la résistance ou cisaillement du sol ;
5. Réduire le chemin de drainage.

I.4.3 Domaine d'application

Parmi les domaines où cette technique est habituellement utilisée, on peut citer :

1. les remblais routiers et ferroviaires ;
2. la construction et renforcement de digues ;
3. les constructions maritimes et les applications littorales ;
4. la mise en valeur des terres, les ports et les aéroports.

I.4.4 Types des drains verticaux

Les types des drains verticaux utilisés pour améliorer les sols compressibles saturés sont :

1. Drains préfabriqués (drains plats, ...etc.).
2. Drains de sable.

Nous présentons dans le (tableau I-2) les différents types des drains et leurs méthodes d'installations

Tableau I-2 : Types des drains et méthodes d'installation. [6]

Type de drain	Méthodes d'installations	Diamètre du drain (m)	Espacement type (m)	Longueur maximale (m)
Drains de sable	Enfoncement (vibration ou non) de mandrin (déplacement type)	0,15 – 0,6	1 - 5	≤ 30
Drains de sable	Enfoncement (vibration ou non) de mandrin (déplacement faible)	0,3 - 0,5	2 - 5	≤ 35
Drains de sable	Jet (pas de déplacement)	0,2 - 0,3	2 - 5	≤ 30
Drains de sable préfabriqués	Enfoncement (vibration ou non) de mandrin ; forage (peu déplacement)	0,06 – 0,15	1,2 - 4	≤ 30
Drains de préfabriqués (DPV)	Enfoncement (vibration ou non) de mandrin (déplacement faible à normal)	0,05 – 0,1 (diamètre équivalent)	1.2 - 3.5	≤ 60

1. Drains préfabriqués

Les drains verticaux préfabriqués (DPV) sont formés de géo-composites figure (I-6) , i.e. usuellement un géotextile autour d'un support en plastique, ils sont utilisés surtout pour la réhabilitation des terrains ou pour la stabilisation des sols mous, ils accélèrent le processus de consolidation en réduisant le temps requis pour la dissipation de la surpression interstitielle, ils sont installés verticalement jusqu'à des profondeurs qui peuvent excéder jusqu'à 65 mètres dans des sols fins et mous.

Dans la figure (I-7) on présente les phases d'exécution d'un drain plat, à la profondeur fixée, le drain est foncé à l'aide d'un sabot qui peut avoir différentes formes figure (I-8).

La figure (I-6) suivante présente quelque type des drains verticaux préfabriqués avec leurs principales composantes.

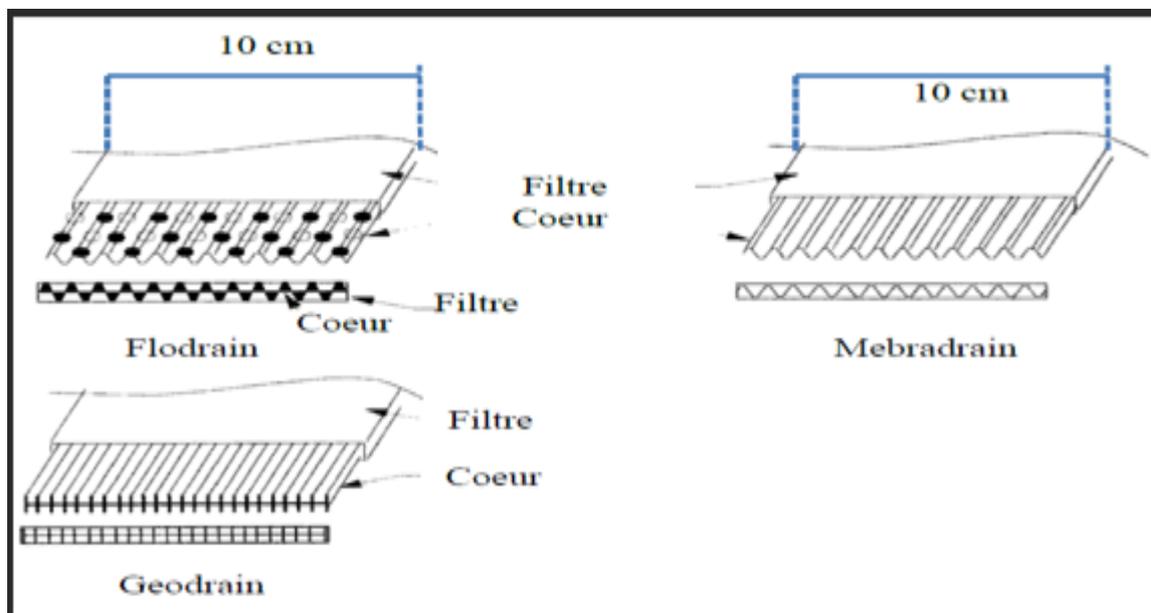


Figure I-6 : Différents types et formes des drains préfabriqués avec leurs principales composantes. [7]

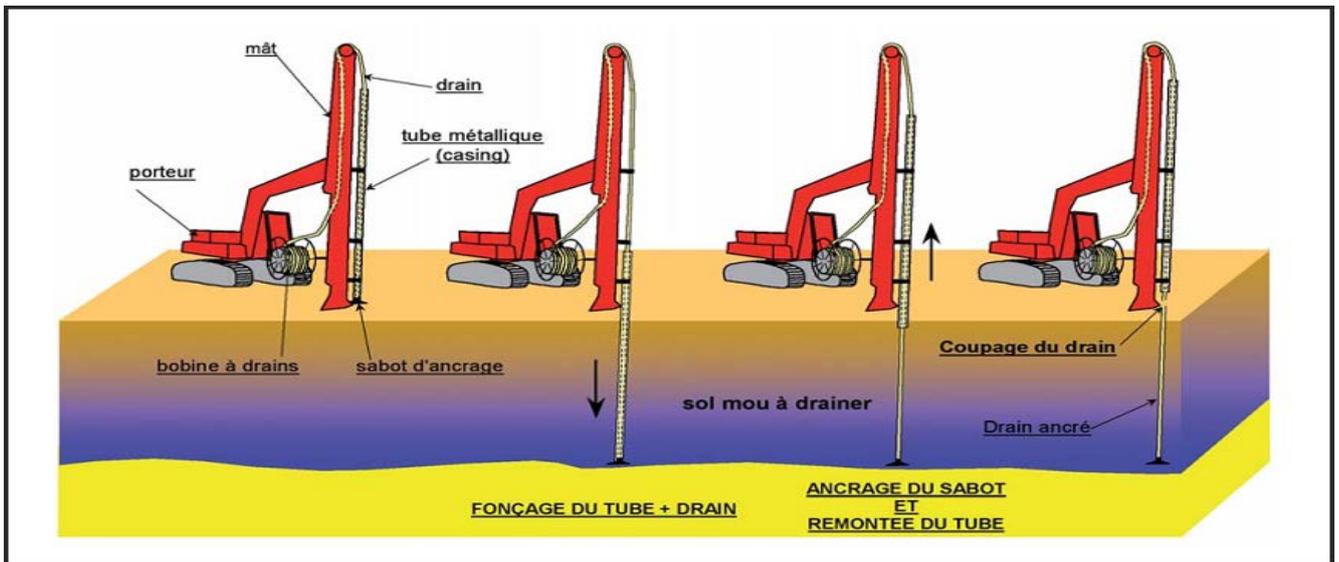


Figure I-7 : Phases de mise en place des drains plats. [17]

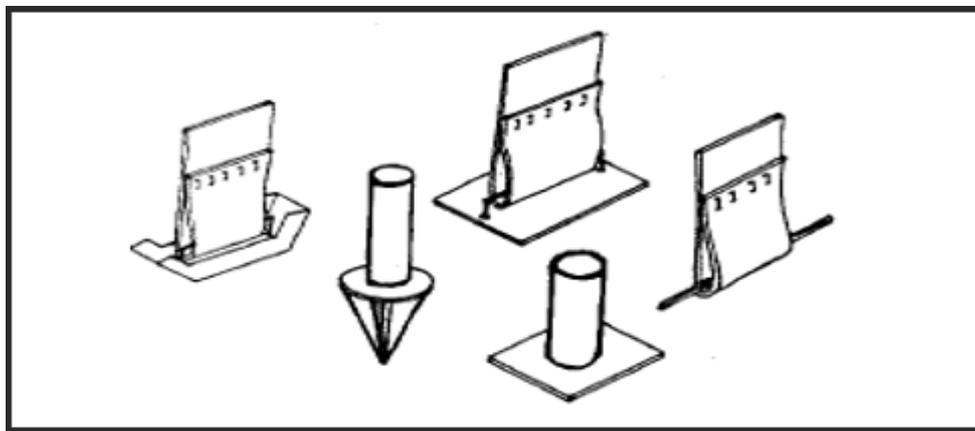


Figure I-8 : Formes des sabots utilisés pour le fonçage des drains préfabriqués. [10]

1.1 Les caractéristiques d'un drain vertical préfabriqué

La figure (I-9) suivante présente une illustration de l'équivalence entre un DVP et un drain circulaire.

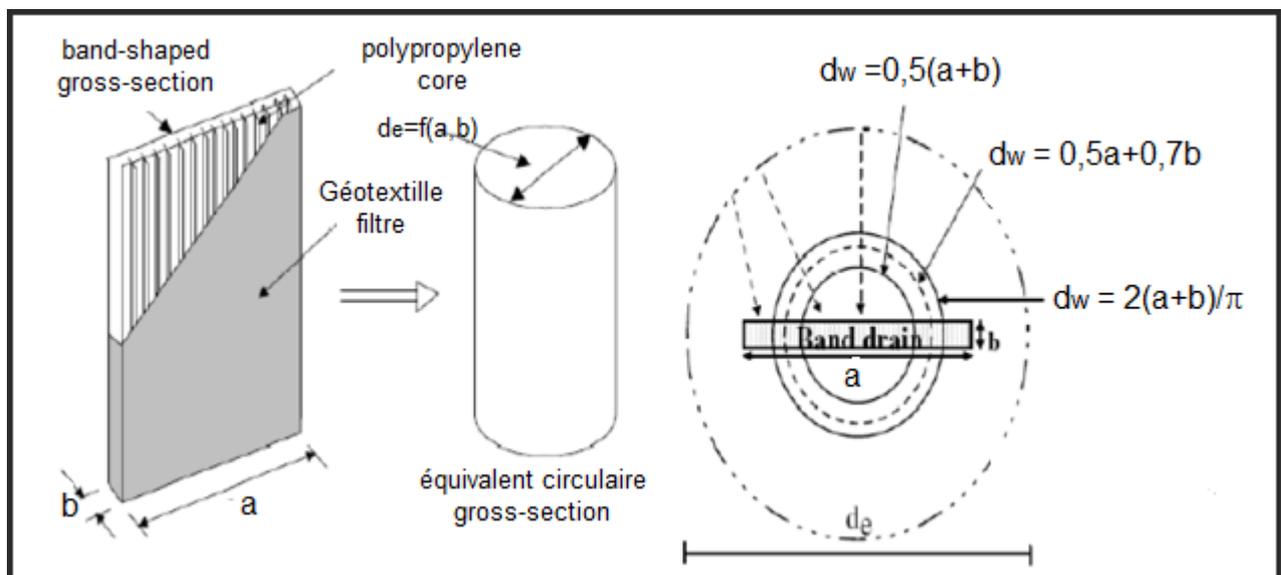


Figure I-9 : Caractéristiques d'un DVP. [15]

2. Drains verticaux en sable

Les drains en sable ont été les premiers drains verticaux utilisés afin d'accélérer la consolidation des sols mous, ils sont constitués par des colonnes de sable d'un diamètre compris entre 18 cm et 50 cm qui sont réalisés dans les sols. On peut distinguer plusieurs dispositifs pour la réalisation de drain :

1. Le battage ;
2. Le lançage ;
3. Le forage ;
4. Le fonçage par vibration.

2.1 Méthode d'installation des drains verticaux

Les drains de sable sont réalisés soit par des méthodes dites sans refoulement du sol, soit par des méthodes dites par refoulement du sol. [8]

2.1.1 Méthode sans refoulement

1. Le forage à la tarière et soupape ;
2. Le forage à la tarière mécanique ;
3. Le forage à la tarière creuse et curage à l'eau ;
4. Le lançage à l'eau.

Mode d'exécution

Le mode d'exécution à la tarière consiste à visser une tarière jusqu'à la profondeur requise, puis à extraire et à transférer du sable dans le forage.

Le mode d'exécution par lançage, le trou, qui sera rempli avec du sable, est d'abord créé par lançage à une pression et à un débit ajusté aux conditions du sol. Le sable est ensuite déversé dans le trou sans compactage.

2.1.2 Méthode avec refoulement

La méthode avec refoulement se fait soit :

1. Par battage ;
2. Par vibro-fonçage.

Mode d'exécution

Le mode d'exécution par battage, d'un tube creux équipé d'un volet à sa base est battu dans le sol, lorsqu'on remonte le tube, le volet s'ouvre et on remplit le tube du sable saturé de façon à créer le drain du sable.

Le mode d'exécution par vibro-fonçage un tube, équipé ou non d'un volet à sa base, est vibro-foncé dans le sol à la profondeur requise au moyen d'un vibreur placé en tête du tube, une fois la profondeur requise atteinte, le tube est extrait en continu du terrain sans compactage du sable de remplissage qui s'écoule de sa base.

Une autre solution consiste à réaliser les drains avec un vibreur placé en pied du tube à vibro-foncé, lequel est une fois la profondeur requise atteinte, remonté en continu sans compactage du sable remplissage.

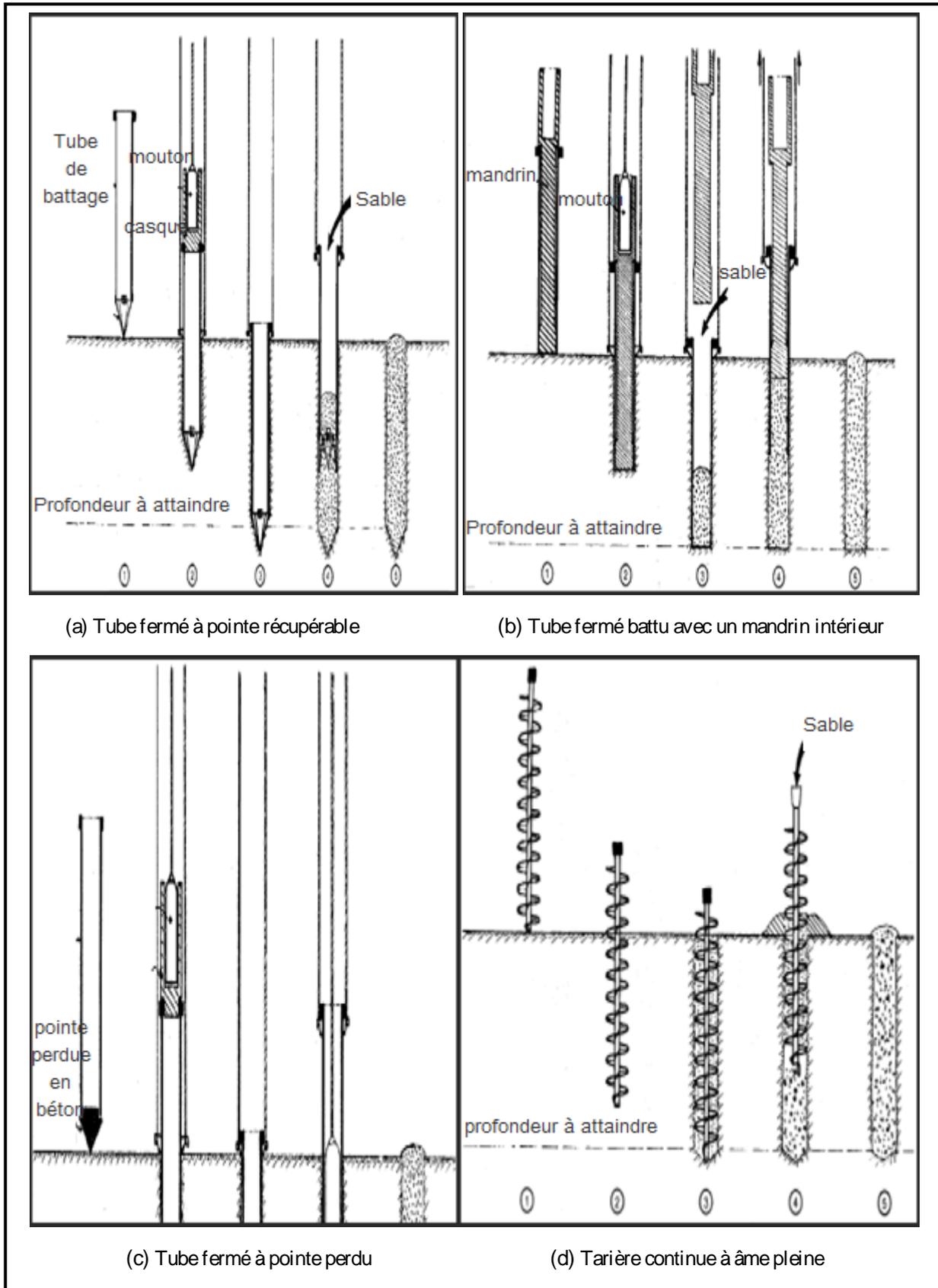


Figure I-10 : Méthodes d'exécution d'un drain de sable. [10]

B.2 Filtre et taille des ouvertures

Un drain de sable a une durée de vie limitée qui est liée au colmatage par le sol environnant. Un drain joue bien son rôle lorsqu'il fonctionne durant toute la phase de consolidation primaire du sol. Pour

que le drain de sable puisse jouer son rôle d'évacuateur d'eau, la granulométrie des matériaux constitutifs doit répondre à des spécifications relatives à la «condition de filtre» qui est directement liée à la granulométrie du sol à consolider. Bertram, 1940 a étudié en laboratoire la validité des conditions de filtre, il a établi les critères simplifiés suivants :

$$\frac{(D_{15})_{\text{filtre}}}{(D_{85})_{\text{sol}}} < 4 \text{ à } 5 < \frac{(D_{15})_{\text{filtre}}}{(D_{15})_{\text{sol}}}$$

B.3 La capacité de décharge

Le débit d'eau évacué dans les drains verticaux en sable dépend de la conductivité hydraulique du sable. Le sable utilisé dans les drains verticaux doit être très propre (avec peu de particules fines) et avoir une conductivité hydraulique élevée et une bonne capacité de filtration. La capacité de décharge pour un drain vertical en sable est donnée par la relation : (Terzaghi et al, 1996).

$$q_w = k_w \cdot A_w \quad \text{(I-1)}$$

q_w : Débit d'eau évacué dans les drains verticaux en sable ;

k_w : Conductivité hydraulique ;

A_w : Section de drain.

I.4.5 Les instrumentations

Lors de la conception de projet, des instruments sont installés dans le but de mesurer la pression interstitielle, les tassements. Ces instruments sont :

1. Piézomètres

Sont utilisés pour mesurer et vérifier la décroissance de la pression interstitielle en fonction du temps, et par conséquent l'augmentation de la résistance au cisaillement. Ils devraient être placés avant l'exécution des drains et même avant la fixation définitive des caractéristiques des drains.

2. Indicateur de tassement

Le système le plus simple est une plaque métallique surmontée d'une tige qui est allongée à mesure que le remblai progresse. Ils sont placés tous les 30m environ, dans l'axe de remblai au niveau du terrain naturel. Les observations vont commencer au moment de la réalisation des drains et après l'achèvement du remblai. Les résultats sont portés en fonction du temps.

3. Repères d'alignement

Des repères placés au pied du remblai permettent de déceler dès le début du mouvement des fondations. On contrôle les déplacements verticaux et horizontaux. Les repères sont placés à 30 m d'intervalle et sont observés fréquemment. Même quand il y'a pas de glissement, on observe des mouvements de plusieurs centimètres. Quand un mouvement important est observé, la réalisation du remblai doit être stoppée et des surcharges doivent éventuellement être ajoutées au pied des talus.

La figure (I-11) suivante nous montre la réalisation des drains verticaux en sable avec les instruments.

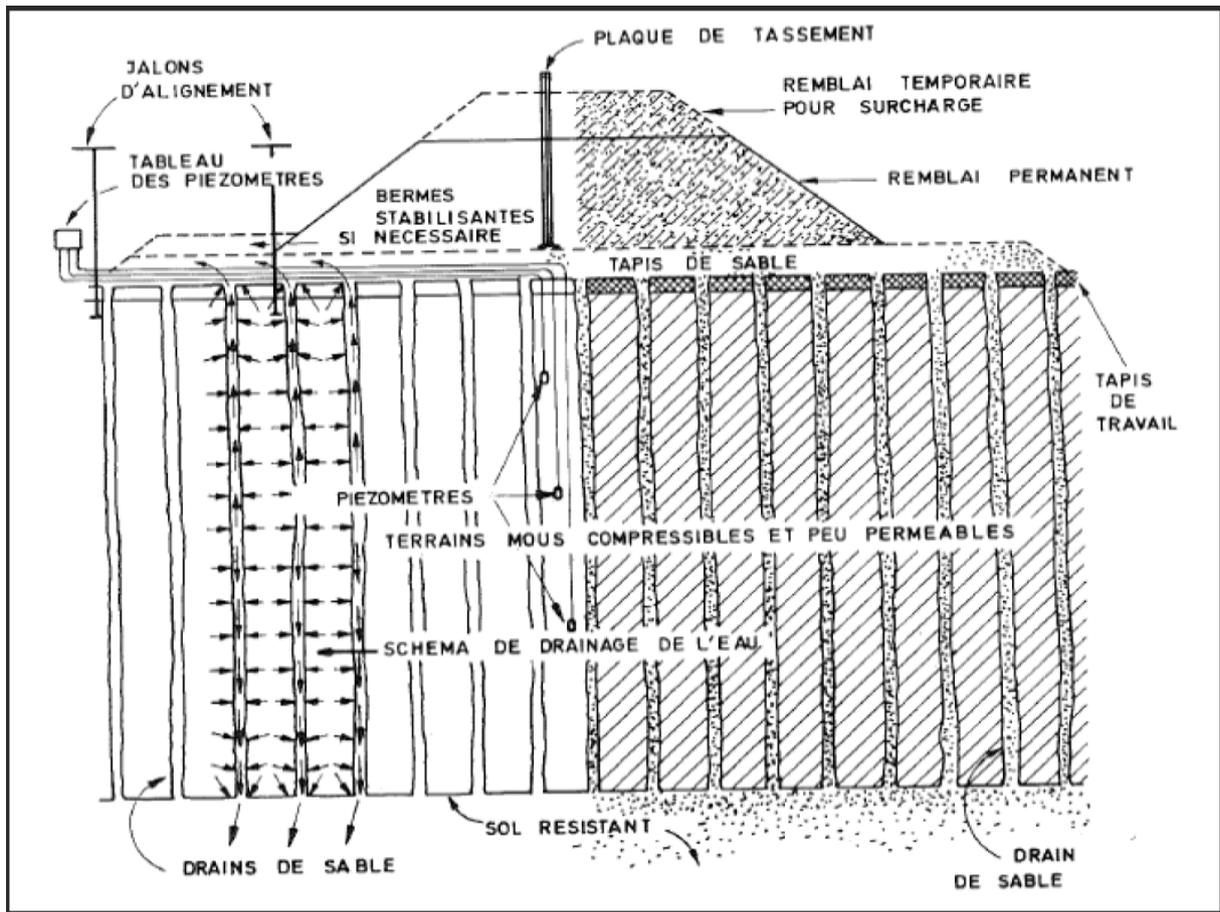


Figure I-11 : Installation de drain de sable avec les instruments. [9]

Exemples d'installations des drains verticaux préfabriqués dans le tronçon étudié ou niveau de la pénétrante de Bejaïa.



Figure I-12 : Vue d'un équipement de réalisation drains plats pénétrante de Bejaïa, année 2015.

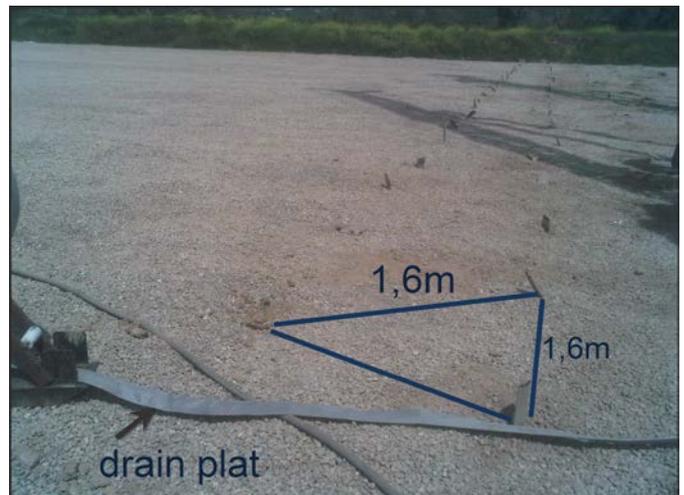


Figure I-13 : Maillage des drains plats, des drains [Photo chantier 2015].



Figure I-14 : Vue de la mise en œuvre des drains verticaux. [Photo chantier, 2015].

I.5 Conclusion

Les techniques d'amélioration des sols sont très importantes. L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traiter (granulométrie, teneur en eau...etc.). Le problème majeur du géotechnicien est de choisir la technique la plus efficace et la plus économique pour un projet donné.

CHAPITRE II

Étude géotechnique du site

II.1 Introduction

Dans ce présent chapitre nous nous intéressons à la présentation du projet à étudier, et au programme géotechnique qui va être établi pour l'étude tenu compte de la stabilité et l'économie en déterminant les valeurs représentatives concernant les caractéristiques géotechniques, les formations géologiques, et les états des couches de sol.

II.2 Présentation du projet

Le projet à étudier est une pénétrante qui reliera le chef-lieu de la wilaya de Bejaïa, à partir de son port, à l'Autoroute Est-Ouest au niveau de l'échangeur d'Ahnif (W.Bouira).

Les travaux de plate-forme à étudier se situent au sud de la commune de Toudja de la wilaya de BEJAIA. Le tronçon projeté est localisé entre PK15+130 et PK15+900, avec une longueur de plate-forme de 770 m (figure IV-1), ce tronçon est réalisé sur un sol compressible, qui nous oblige à le renforcer soit par des drains verticaux ou des colonnes ballastées. La construction de la route est en remblai d'apport.



Figure II-1 : Situation du projet à étudier.

II.3 Impacts socio-économiques

La réalisation d'une pénétrante entre la ville de Bejaïa et l'autoroute Est Ouest, induira des avantages certains pour l'ensemble de la région, dont les plus importants sont :

1. Amélioration des conditions de déplacement et gain de temps ;
2. Désengorgement des axes actuels, notamment la RN 26 et la RN 12 ;
3. Diminution du nombre d'accidents ;
4. Fixation des populations rurales et désenclavement des zones traversées ;
5. Développement des activités industrielles, agricoles, artisanales et touristiques de la région.

II.4 Reconnaissance du site

II.4.1 Hydrogéologie et hydrologie du site

1. Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et le type d'écoulement des eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

2. Hydrologie

La wilaya de Bejaia est traversée par de nombreux ravins et oueds. La plupart d'entre eux sont temporairement à sec en période sèche, parmi eux on distingue Oued Soummam qui possède un débit permanent non négligeable, il est le principal collecteur des eaux superficielles de la région. Il présente un écoulement important et se jette dans le golfe de Bejaia.

II.4.2 Topographie et géomorphologie

La fondation de ce tronçon se trouve dans une plaine alluvionnaire au côté droit de l'oued Soummam. Le terrain de la plaine est vaste et plat, la configuration de site est dominée du nord au sud. Selon le calcul hydraulique, le côté droit de la fondation de ce secteur risque d'être imprégné en période de l'inondation. L'altitude minimale sur l'axe de tracé est de 22.49m et l'altitude maximale et de 26.25m. La section fait partie de l'unité géomorphologique de plaine alluvionnaire.

II.4.3 Formations lithologiques

La couche superficielle a été mise en évidence d'une couche faible de terre végétale. Au-dessous ce sont des argiles peu plastiques, peu lâches, la partie supérieure est ferme-dure, partie-inférieure est molle-ferme ; sable, saturée, lâche ; grave, saturée, moyennement dense-dense. Voir les détails de lithologie dans le tableau (II-1).

Tableau II-1 : Lithologies principales du sol.

N° de la couche	Type de sol	code	Epaisseur (m)	couleur	Statut	Description
(1)	Terre végétale	TV	0,5	Brune	Dure	Brune, sèche, dure, peu dense
(2 – 1)	Argile peu plastique	Ap	0 – 5.5	Jaune claire	Ferme très ferme	Jaune claire, ferme-très ferme, peu lâche
(2 – 2)	Argile peu plastique	Ap	0 – 30	Jaune claire	Molle-ferme	Jaune claire, lividité, molle-ferme peu lâche
(3)	Sable	S	0 – 11	Jaune gris	Lâche	Jaune gris, saturée, lâche
(4)	grave	G	≥ 2	Gris clair	Moyennement dense-dense	Gris clair, saturée

II.4.4 Effets sismiques et catégorie de site

Selon les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA, 2008), cette section est classée en zone (IIa), le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux $A=0,20g$, d'après les résultats de l'essai de vitesse d'ondes. Pour le sondage BSC14-2, la vitesse d'ondes de cisaillement équivalente $V_s=267,1$ m/s pour cette zone jusqu'à la profondeur de 30m, appartiennent à la zone sans cohésion, donc le type de site meuble est S3. [16]

II.4.5 Eaux superficielles et souterraines

Eaux superficielles : Il s'agit d'une plaine alluvionnaire dans la zone d'oued Soummam. Le terrain est vaste et plat, habituellement il n'y a pas d'eau superficielle, mais les ruissellements au côté droit pouvaient se collecter vers l'oued Soummam dans la saison pluviale formant des écoulements en surface, qui sont drainés du côté gauche vers la droite du tracé.

Eaux souterraines : Le niveau de l'eau souterraine a été repéré au niveau d'environ 1.0-5.8 m selon la prospection géologique. [16]

II.5 Reconnaissance du sol

II.5.1 Essais géotechniques

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. La mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité. A partir d'essais de laboratoire et in situ de plus en plus perfectionnés, la mécanique des sols fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits.

II.5.1.1 Etude de laboratoire

La réalisation des essais géotechniques au laboratoire permet d'identifier et de connaître la nature, la composition et la répartition des grains de différentes tailles qui compose le sol. Afin d'analyser d'une manière détaillée les types de sol rencontré au niveau du sondage carotté, les laboratoires chargé d'étude ont effectué une multitude d'essais sur plusieurs échantillons prélevés, servant à identifier les sols et à étudier leurs propriétés physique et mécanique, comme suit :

1. Teneur en eau ;
2. Analyse granulométrique ;
3. L'équivalent de sable ;
4. Essai œdométrique ;
5. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

Pour caractériser un sol, il faut déterminer les paramètres de nature et les paramètres d'état. Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol. Ils ne varient pas au cours du temps (poids volumique des grains solides, granularité, argilosité, limites d'Atterberg, teneur en matières organiques, ...etc.).

Les paramètres d'état sont en fonction de l'état du sol et caractérisent le comportement du sol sous l'effet d'un chargement donné (teneur en eau, indice des vides, porosité, équivalent de sable,...etc.). Dans le tableau (II-2) on a défini les caractéristiques physiques, de consolidation, et de résistance au cisaillement du sol de site à étudier.

Tableau II-2 : Résultats des essais de laboratoire.

Tableau IV-2 : Résultats des essais ou laboratoire												
Caractéristiques physiques												
Les paramèt	γ_d	γ_h	γ_s	e	w	w _L	w _p	I _p	I _c	<2 mm	<0,08 mm	<0,002 mm
Unités	KN /m ³	KN /m ³	KN /m ³	,	%	%	%	%	%	%	%	%
Argile peu plastique (1)	15,2	18,6	27,1	0,80	22,7	37,63	21,78	15,9	1	100	92,90	10,85
Argile peu plastique (2)	15,4	19,4	27,2	0,771	26,3	39,4	22,1	17,4	0,76	100	98,6	15,75

Les paramètre	Caractéristiques de consolidation				Caracteristiques de résistance ou cisaillement			
	P _c	C _c	C _s	C _v	C _{UU}	ϕ _{UU}	C _{CD}	ϕ _{CD}
Unités	KPa	-	-	10 ⁻³ cm ² /s	KPa	degré	KPa	degré
Argile peu plastique (1)	126,8	0,2	0,029	5,567	24,44	18,82	16,55	13,29
Argile peu plastique (2)	115,6	0,184	0,034	3,92	12,32	12,33	42,86	14,48

Selon les forages et les résultats des essais géotechniques, il est constaté que la condition géologique de cette section est unitaire et l'épaisseur de l'argile peu plastique est un peu grande.

II.5.1.2 Essais in situ

On présentera dans la figure (II-2) le plan d'implantation des sondages, l'essai pressiométrique, et les pénétromètres dynamique.

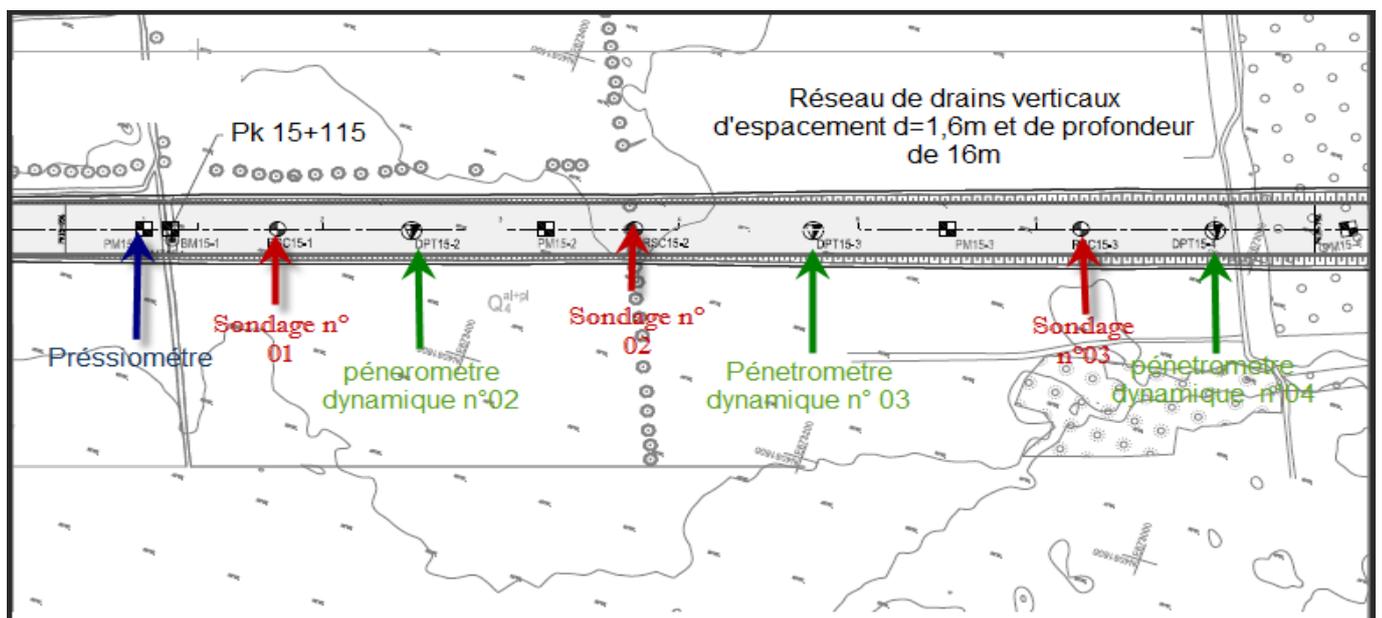


Figure II-2 : Réseau d'implantation des essais in situ.

1. Sondages carottés

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. Le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire soit par poinçonnement (battage ou pression) soit par rotation, le fluide de forage peut être de l'air, de l'eau ou de la boue.

Les échantillons de sol appelés carottes, sont présentés dans des caisses précisant leurs identités, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés.

Les échantillons non remaniés et remaniés destinés aux essais de laboratoire, sont immédiatement conditionnés de manière à préserver leur intégrité y compris pendant le transport.



Figure II-3 : Argiles peu plastiques
Profondeur : 5~10m [16]

Figure II-4 : Argiles peu plastiques Sable
Profondeur : 25~30.1m [16]

Les 03 sondages carottés réalisés de PK 15+130 jusqu'à PK 15+900 nous donnent la description géologique du sol en place. La profondeur de ces sondages varie de 18.90 m à 30.1 m. (voir Annexe-04)

2. L'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme **NF P 94-110**), il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage soigneusement calibré à une profondeur donnée. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée selon un programme imposé.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumiques du sol en fonction de la contrainte appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites dans la courbe :

1. Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
2. La pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
3. La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

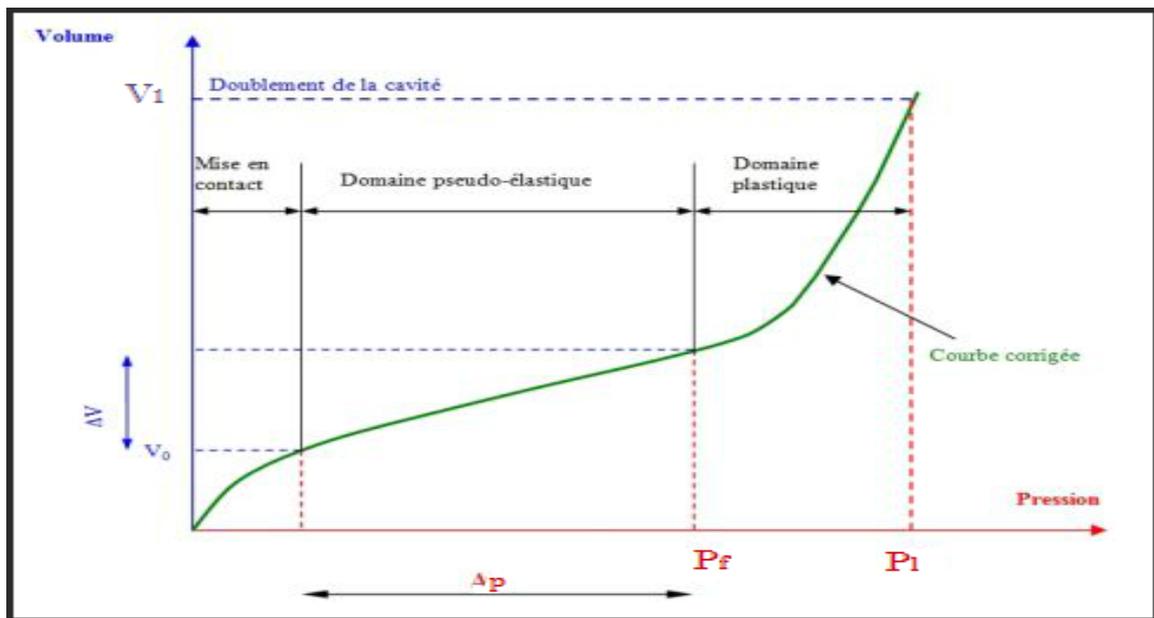


Figure II.5 : Courbe pressiométrique corrigée.

Un essai a été réalisé sur le site avec exécution d'essais pressiométrique chaque **1.5 m** de profondeur. L'essai a été arrêté à **30,5 m** de profondeur.

Les résultats pressiométrique réalisés sont synthétisés dans ces représentations : tableau et graphique.

On présente dans le tableau (II-3) suivant les résultats de l'essai pressiométrique. :

Tableau II-3 : Résultats de l'essai pressiométrique réalisé au PK 15+116.

Numéro	Information sur l'essai			Paramètres fondamentaux		
	Section	Sondage	Profondeur(m)	E_M (bars)	PI (bars)	E_M/PI
1	PK 15+116	S_ PMT 15-1	1,5	3,84	0,671	5,722
2	PK 15+116	S_ PMT 15-1	3	25,6	4,12	6,213
3	PK 15+116	S_ PMT 15-1	4,5	9,04	1,82	4,967
4	PK 15+116	S_ PMT 15-1	6	2,79	1,3	2,146
5	PK 15+116	S_ PMT 15-1	7,5	3,72	1,26	2,952
6	PK 15+116	S_ PMT 15-1	9	5,64	1,89	2,984
7	PK 15+116	S_ PMT 15-1	10,5	12,2	3,87	3,152
8	PK 15+116	S_ PMT 15-1	12	6,56	2,69	2,438
9	PK 15+116	S_ PMT 15-1	13,5	6,77	2,68	2,526
10	PK 15+116	S_ PMT 15-1	15	9,03	3,37	2,679
11	PK 15+116	S_ PMT 15-1	16,5	41,79	10,1	4,137
12	PK 15+116	S_ PMT 15-1	18	10,6	3	3,533
13	PK 15+116	S_ PMT 15-1	19,5	9,62	3,07	3,133
14	PK 15+116	S_ PMT 15-1	21	4,94	2,54	1,944
15	PK 15+116	S_ PMT 15-1	22,5	6,02	3,05	1,973
16	PK 15+116	S_ PMT 15-1	24	10,1	3,6	2,805
17	PK 15+116	S_ PMT 15-1	25,5	9,11	3,95	2,306
18	PK 15+116	S_ PMT 15-1	27	16,8	6,63	2,533
19	PK 15+116	S_ PMT 15-1	28,5	25,9	1,06	2,443
20	PK 15+116	S_ PMT 15-1	30	500	64,7	7,727

Graphes :

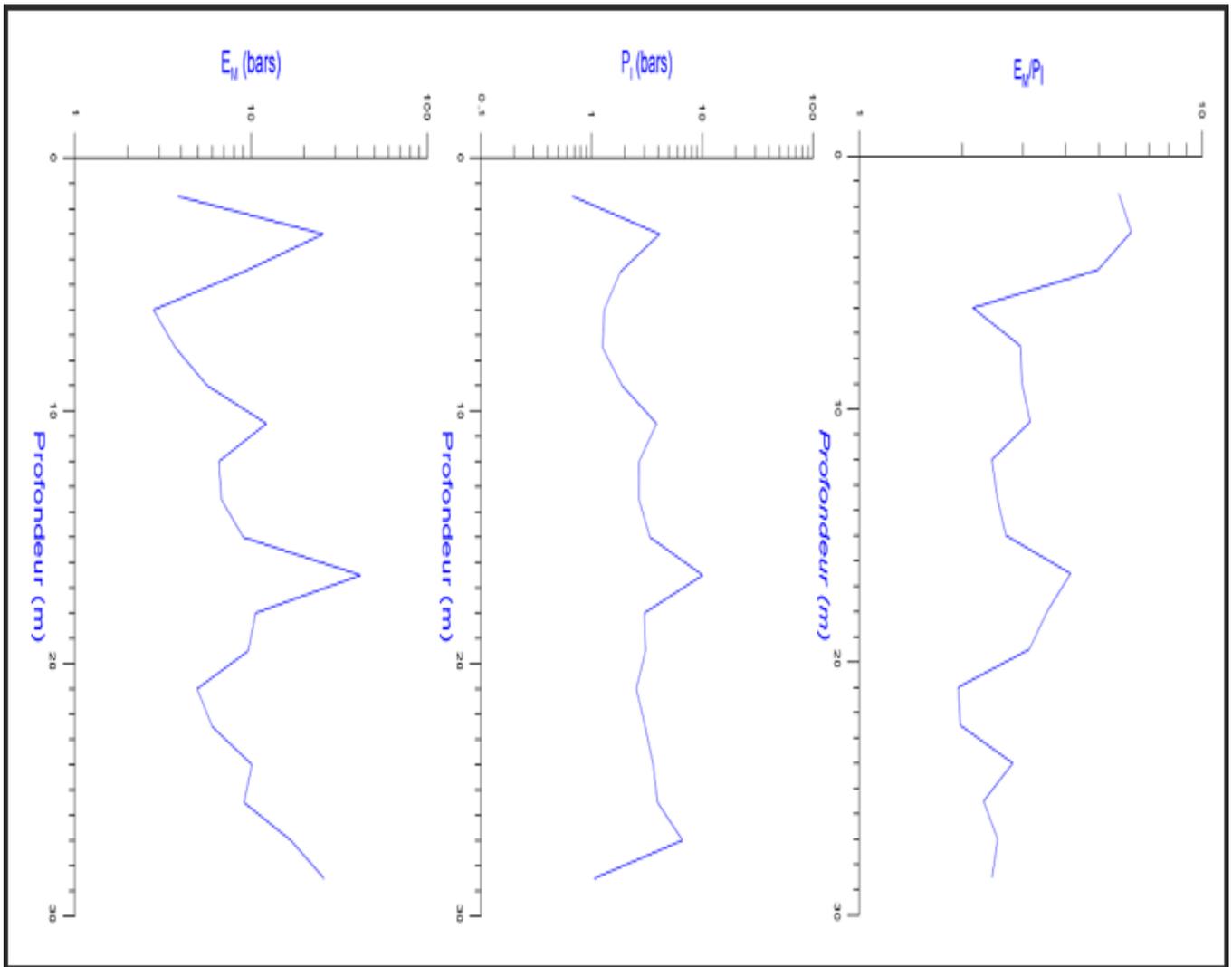


Figure II-6 : Présentation des résultats pressiométrique E_M , P_i , E_M/P_i .

Remarque :

Cet essai pressiométrique à donner des valeurs très faibles selon les recommandations Ménard.

II.6 Méthode du calcul de la capacité portante

La capacité portante d'un sol est la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Lorsque le sol dépasse la charge à supporter, on observe la rupture du sol. Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante d'un sol parmi ces méthodes en s'intéresse à la méthode pressiométrique.

1. Capacité portante à partir de l'essai pressiométrique

La contrainte de rupture de sol (q_u) sous la fondation soumise à une charge verticale à partir des résultats de l'essai pressiométrique (L. Ménard) est calculée par la relation suivante :

$$q_u = k_p \cdot p_{ie}^* + q'_0 \tag{II-1}$$

Avec :

$$q'_0 = \gamma \cdot D \tag{II-2}$$

q'_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de fondation ;

γ : Poids volumique du sol ;

D : Profondeur d'ancrage, $D=2$ m ;

p^*_{le} : Pression limite nette équivalente ;

k_p : Facteur de portance, dépend de la nature du sol donnée par le tableau (Annexe-02), de la fiche équivalente et les dimensions de la fondation. Qui est donné par le tableau (Annexe-02).

On définit :

2. La Pression limite nette équivalente

Dans le cas de sol hétérogène, selon le fascicule n° 62 titre V la pression limite nette équivalente égale à la moyenne géométrique des pressions limites mesurées sur une profondeur de $1.5 B$ sous la base de la fondation.

$$p^*_{le} = \sqrt[n]{(p^*_{l1} \cdot p^*_{l2} \cdots \cdots \cdots (\dots) p^*_{ln})} \quad (\text{II-3})$$

Tel que

$$p^*_{li} = p_l - p_0 \quad (\text{II-4})$$

Et

$$p_0 = k_0 \cdot [\gamma_h \cdot H_w + \gamma'(H - H_w)] + \gamma_w(H - H_w) \quad (\text{II-5})$$

Avec :

p^*_{li} : Pression limite nette ;

p_l : Pression limite ;

p_0 : Pression horizontal des terres au repos au moment de l'essai ;

K_0 : Coefficient de poussées des terres au repos ($k_0 = 0,5$) ;

γ' : Poids volumique déjugé ($\gamma' = \gamma_h - \gamma_w$) ;

γ_h : Poids volumique humide du sol ;

H_w : Profondeur de la nappe ;

H : Profondeur au en a réalisé l'essai.

3. La hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécanique des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur. D_e est donné par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{p^*_{le}} \cdot \int_0^D p^*_l(Z) \cdot dz = \frac{1}{p^*_{le}} \cdot \sum_0^n p^*_{li} \cdot \Delta z_i \quad (\text{II-6})$$

4. Méthode de calcul la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = q'_0 + \frac{(q_u - q'_0)}{F_s} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

F_s : Coefficient de sécurité (Elu=2, Els=3).

5. Application pour calculer la capacité portant du sol à partir de l'essai pressiométrique

L'évaluation de la portance du sol à partir du préssiomètre :

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^* + q'_0$$

$$q'_0 = (18,6 \cdot 1,5) + (9,72 \cdot 0,5) = 0,32 \text{ bars}$$

$$p_0 = k_0 \cdot [\gamma_h \cdot H_w + \gamma'(H - H_w)] + \gamma_w(H - H_w)$$

$$p_{li}^* = p_l - p_0$$

Le tableau (II-4) suivant repris les valeurs des pressions limites calculé de préssiomètre (ou PK15+115).

Tableau II-4 : Valeurs des pressions limites P_{li}^* .

Z(m)	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
P_0 (KPa)	13,95	29,26	51,55	73,84	96,13	118,43	140,73	163,02	185,32	207,61
P_l (KPa)	67,1	412	182	130	126	189	387	269	268	337
P_{li}^* (KPa)	53,15	382,4	130,45	56,16	29,86	70,57	246,28	105,98	82,69	129,39

Z(m)	16,5	18	19,5	21	22,5	24	25,5	27	28,5	30
P_0 (KPa)	229,91	252,2	274,5	296,79	319,08	341,38	363,68	385,97	408,27	463,56
P_l (KPa)	1010	300	307	254	305	360	395	663	1060	6407
P_{li}^* (KPa)	780,1	47,8	32,51	0	0	18,62	31,33	277,03	651,73	6039,5

$$p_{le}^* = 103 \text{ KPa}$$

Le sol est composé des argiles et les limons mous qui sont de classe A, d'après le tableau des catégories conventionnelles des sols (voir, Annexe-02).

Donc :

$$k_p = 0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$$

Avec :

$$D_e = 0,66 \text{ m}$$

$$k_p = 0,93$$

$$q_u = 0,93 \cdot 1,03 + 0,32 = 1,28 \text{ bars}$$

$$\sigma_{adm} = 0,32 + \frac{(1,28 - 0,32)}{3} = 0,64 \text{ bars}$$

II.7 Conclusion

Il ressort de l'étude géotechnique, effectuée sur le site du projet, que le sol est de faible portance et de mauvaises caractéristiques physiques et mécaniques, d'où la nécessité de prévoir un renforcement de sol pour son amélioration. Pour cela on étudiera dans le chapitre V suivant le comportement du sol après renforcement par un réseau de drains verticaux et les colonnes ballastées.

CHAPITRE III

Dimensionnement des drains verticaux

III.1 Introduction

Dans les dépôts des sols fins (les argiles), la vitesse de consolidation est en général très faible parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir de massif du sol. Il s'ensuit que les tassements peuvent durer pendant de longues périodes (plusieurs années). La mise en place de réseaux drainants dans le massif du sol (drains verticaux) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin.

III.2 Accélération de la consolidation par drainage vertical

La théorie de la consolidation unidimensionnelle (verticale) proposée par (Terzaghi, 1943) traite la consolidation d'une couche avec des déformations et des écoulements verticaux, pour une charge appliquée instantanément à l'instant initial. Ceci correspond assez bien aux conditions de l'essai œdométrique de laboratoire, pour chaque palier de chargement. Malgré des hypothèses simplifiant fortement certains aspects du comportement des sols fins, cette théorie reste la référence pour l'analyse de la consolidation, car elle inclut les composantes principales du phénomène et représente correctement les phénomènes observés dans les sols saturés compressibles sous les ouvrages.

La figure (III-1) montre un schéma qui décrit le phénomène de consolidation à partir d'une analyse piston-ressort de type Voigt-Kelvin (Magnan, 2000). Au temps initial, en (a) robinet fermé, la charge appliquée à la plaque est transmise directement à l'eau "incompressible", ce qui crée une pression en excès Δu par rapport aux conditions d'équilibre hydrostatique ; le ressort n'est donc pas sollicité. Dès l'ouverture du robinet en (b), l'eau sort progressivement avec une quantité proportionnelle à la charge reprise par le ressort (cette proportionnalité est représentée par le facteur α dans la figure (II-1)). À la fin de la consolidation en (c), la pression d'eau en excès est dissipée ($\Delta u=0$) et la pression est à l'équilibre hydrostatique, l'écoulement d'eau s'arrête et la charge appliquée sur la plaque est supportée entièrement par le ressort.

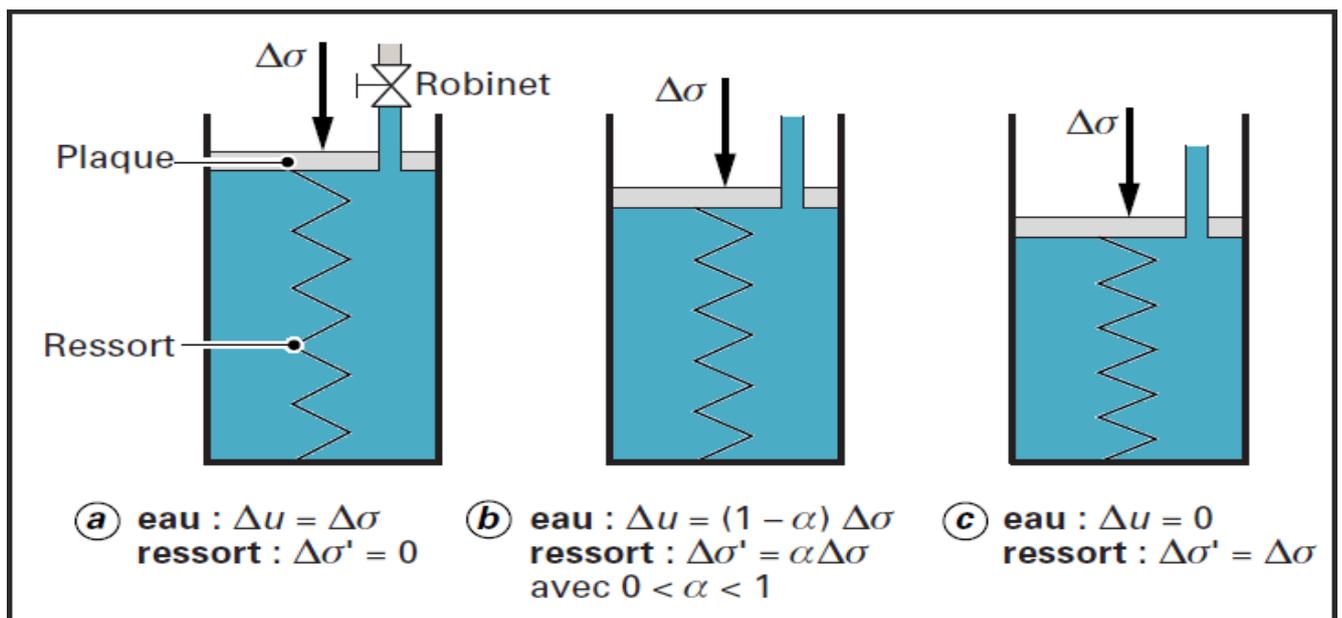


Figure III-1 : Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-kelvin [4]

III.2.1 Hypothèses sur le comportement mécanique

Les principales hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi peuvent être énoncées comme suit : [7]

1. Le sol est homogène ;
2. Le sol est saturé pendant toute la consolidation, il est composé de deux phases seulement, le squelette solide et l'eau interstitielle ;
3. L'eau et les particules solides sont incompressibles ;
4. Les déformations du squelette sont uniquement verticales ;
5. Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette et ses variations de volume (qui sont proportionnelles aux déformations verticales), cette compressibilité peut être décrite par la relation entre la variation de l'indice des vides Δe et la variation de la contrainte effective verticale $\Delta \sigma'_v$;

$$\Delta e = -a_v \Delta \sigma'_v$$

6. L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical ;
7. La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique ;
8. Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche de sol pendant toute la durée de la consolidation ;
9. Les déformations du sol sont petites pendant la consolidation ;
10. L'équation de la consolidation unidimensionnelle et les conditions aux limites permettant de déterminer l'évolution au cours du temps des contraintes effectives à l'intérieur de la couche de sol.

III.2.2 Equation de la consolidation unidimensionnelle

L'équation différentielle générale de la consolidation de Terzaghi prend la forme suivante (Barron, 1948) :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{(III-1)}$$

Avec :

$$Z = \frac{z}{h}$$

z : Profondeur de point de mesure ;

h : Epaisseur du sol.

Pour des conditions initiales et aux limites régulières, la solution de cette équation est donnée par un développement en série (Bowles, 1984). La résolution s'effectue après transformation de l'équation différentielle en une équation adimensionnelle, au moyen des variables suivantes :

$$C_v = \frac{(1+e_0)k}{\gamma_w a_v} \quad , \quad T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

Avec :

C_v : Coefficient de consolidation verticale (cm^2/s) ;

e_0 : Indice des vides initial ;

K : Conductivité hydraulique (m/s) ;

U : Pression interstitielle (KPa) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau interstitielle (KN/m^3) ;

a_v : Coefficient de compressibilité ;

H : Distance de drainage de la couche, égale à l'épaisseur ou à la demi-épaisseur selon que la couche est limitée par une surface drainante et une surface imperméable ou par deux surfaces drainantes.

On obtient ainsi une équation différentielle de la forme :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = \frac{\partial u}{\partial T_v} \quad (\text{III-2})$$

III.2.3 Degré de consolidation U_v

Le degré de consolidation U_v est lié au facteur T_v par la relation suivante (Terzaghi, 1943) :

$$U_v(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \exp\left[-(2m+1)^2 \pi^2 \frac{T_v}{4}\right] \quad (\text{III-3})$$

Cette relation peut être représentée de façon approchée par les deux fonctions suivantes :

1. Pour $U_v < 50\%$: $U_v = 2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}}$.
2. Pour $U_v > 50\%$: $U_v(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left[\frac{\pi^2 T_v}{4}\right]$.

Les valeurs du degré de consolidation sont couramment représentées sous forme de courbe (figures III-2 et III-3) et sous forme d'un tableau de valeur (Tableau III-1).

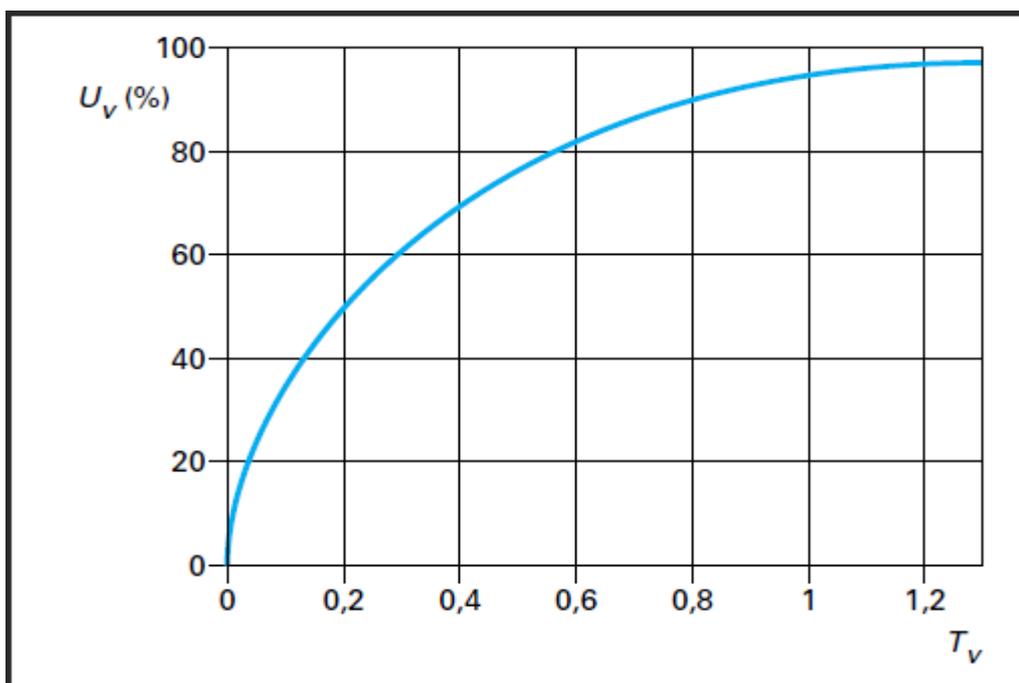


Figure III-2 : Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v . [4]

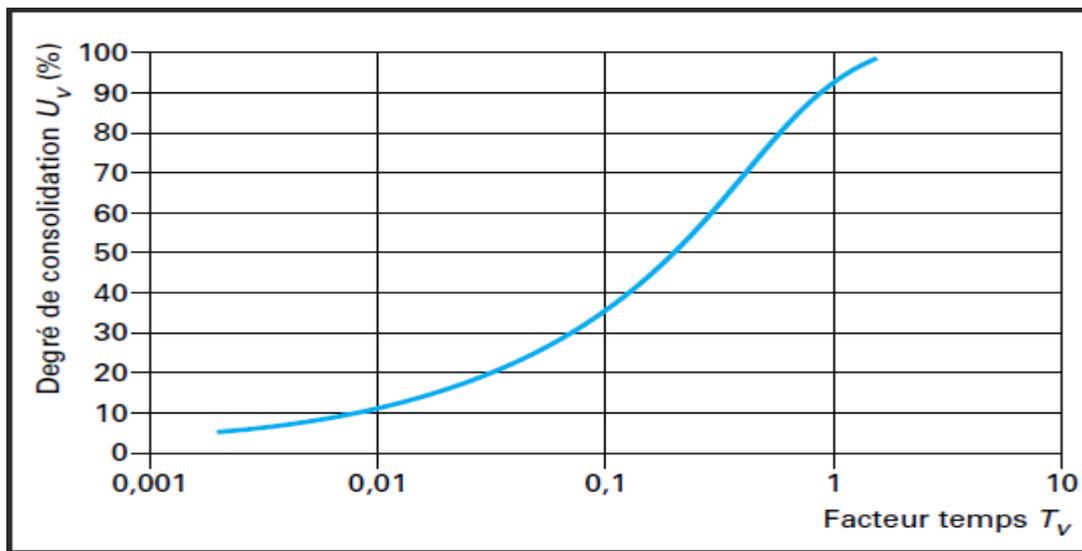


Figure III-3 : Degré de consolidation U_v en fonction du logarithme du facteur temps T_v . [4]

Tableau III-1 : Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v . [4]

T_v	$U_v(\%)$
0	0
0,004	7,1
0,008	10,1
0,012	12,4
0,020	16,0
0,028	18,9
0,048	24,7
0,072	30,3
0,100	35,7
0,150	43,7
0,200	50,4
0,250	56,2
0,300	61,3
0,350	65,8
0,400	69,8
0,500	76,4
0,600	81,6
0,700	85,6
0,800	88,7
0,900	91,2
1,000	93,2
1,500	98,0

III.3 Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux

D'après la figure (III-4) on voit que l'eau s'écoule horizontalement dans le terrain à consolider puis verticalement dans les drains, l'eau s'évacue suivant les perméabilités des couches dans lesquelles les drains débouchent.

Lorsque les drains sont disposés en quinconce, la zone d'influence de chaque drain est limitée par un prisme de section hexagonale. Ce prisme peut être assimilé à un cylindre de même section. Un calcul géométrique élémentaire montre que :

$$d_e = 1,05 L$$

S'ils sont disposés en carré,

$$d_e = 1,13 L$$

Avec :

d_e : Diamètre d'influence des drains (m) ;

L : Espacement des drains (m) ;

r_e : Rayon d'influence des drains ;

$$r_e = \frac{d_e}{2} \text{ (m)}$$

d_w : Diamètre des drains (cm) ;

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

r_w : Rayon des drains ;

$$r_w = \frac{d_w}{2}$$

n : Ratio de diamètre des drains de sable (c'est-à-dire, le ratio entre le diamètre de drainage effectif et le diamètre des drains de sable.

k_h : Perméabilité du sol pour écoulement horizontal (cm/s) ;

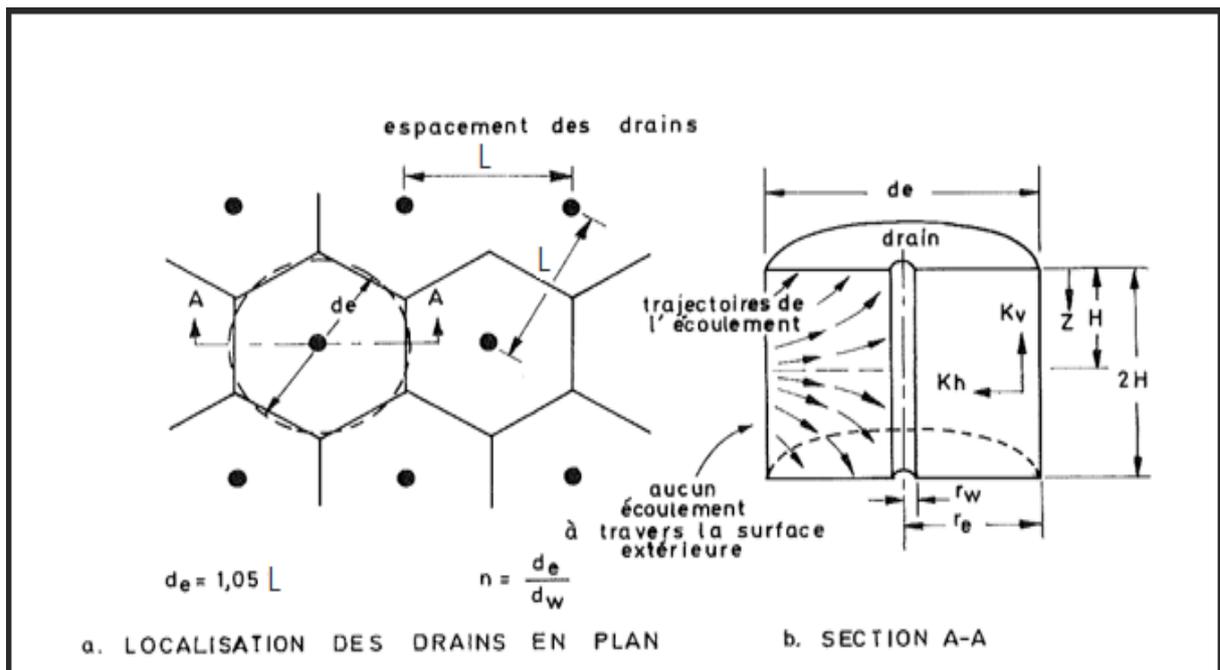


Figure III-4 : Ecoulement de l'eau vers un drain vertical. [9]

III.3.1 Théorie élémentaire de Barron

1. Hypothèses [3]

La théorie concerne la consolidation d'un cylindre de sol saturé d'eau, limité extérieurement par une surface imperméable et intérieurement par la surface perméable d'un drain également cylindrique (figure II-4). On suppose que :

1. Les déformations du sol sont verticales et ne dépendent pas de la distance à l'axe du drain ;
2. Il n'y a pas d'écoulement vertical dans le sol ;
3. L'eau interstitielle est incompressible ;
4. Au temps $t = 0$, on applique à la surface du sol une charge uniforme constante qui se répercute instantanément en tout point du sol [$u_0(r, 0) = q = \text{constante}$] ;
5. La loi de darcy $v = k_i s$ s'applique et le coefficient de perméabilité k_h est constant ;
6. Les déformations du squelette du sol sont linéaires et caractérisées par le coefficient de compressibilité constant a_v .

2. Démonstration de (Barron, 1947) [3]

Barron, 1948 a développé une solution de la consolidation horizontale, sous des conditions idéales en utilisant un modèle de cellule axisymétrique. Dans le cas d'une couche qui se consolide avec des déformations verticales égales en tout point, la quantité d'eau qui sort d'un drain circulaire entouré d'un anneau de sol présenté à la figure (II-5). Barron a obtenu l'équation suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -\frac{K_h}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) 2\pi r dr \quad (\text{III-4})$$

après simplification :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_h \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) \quad (\text{III-5})$$

avec :

$$c_h = \frac{(1+e_0)k_h}{\gamma_w \cdot a_v} = \frac{k_h}{m_v \cdot \gamma_w}$$

e_0 : Indice des vides initial ;

\bar{u} : Surpression interstitielle moyenne (KPa) ;

u_r : Pression interstitielle en excès (KPa) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau interstitielle (KNm³) ;

k_h : Conductivité hydraulique horizontale (m/s) ;

m_v : Coefficient de compressibilité volumique (KPa⁻¹) ;

c_h : Coefficient de consolidation horizontale (cm²/s) ;

a_v : Coefficient de compressibilité du squelette (KPa⁻¹), $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$

Pour le cas de déformation uniforme, (avec ou sans zone de transition au contact du drain). Barron, 1948 a proposé une solution analytique de l'équation, cette solution peut s'écrire :

$$\bar{u}_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

$$T_h = \frac{c_h t}{d_e^2}$$

T_h : Facteur du temps (écoulement horizontale) ;

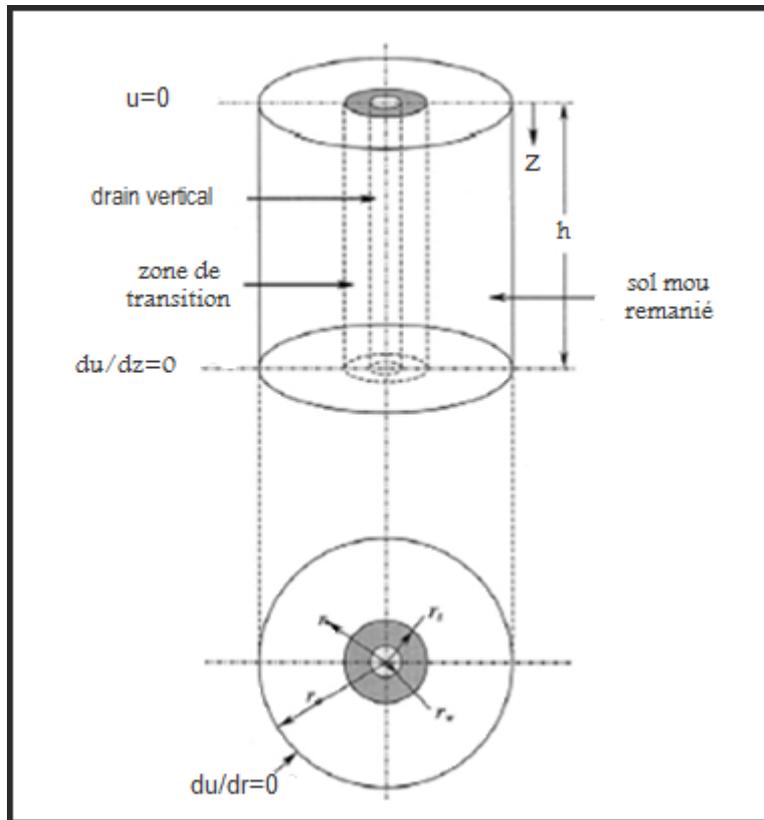


Figure III-5 : Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intact (adapté de Léo, 2004). [7]

Barron a proposé de négliger l'effet de la résistance de puits, F est alors donné par :

$$F = \frac{n^2}{n^2-s^2} \ln \frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{n^2-s^2}{n^2} \right) \ln(s) \quad (\text{II-7})$$

Si on néglige aussi l'effet de la zone de transition ; F devient :

$$F = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (\text{II-8})$$

k_h : Conductivité hydraulique horizontale du sol intact ;

k_s : Conductivité hydraulique horizontale du sol remanié.

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{d_e}{d_w} \quad \text{Et} \quad s = \frac{r_s}{r_w}$$

Où r_e , r_w et r_s : Représentent le rayon du drain, de la zone de transition et de la zone d'influence du drain, respectivement ; D_e et d représentent le diamètre de la zone d'influence et du drain, respectivement.

La figure (II-6) montre la variation du degré de consolidation U_{90} en fonction du facteur temps T cas (a) pour un écoulement vertical dans une couche d'argile drainée en bas et en haut (avec $T = T_v$) ; cas (b) pour un écoulement radial (avec $T = T_h$) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du

rapport $n = \frac{r_e}{r_w}$. Cette figure montre par exemple que si l'espacement entre les drains est doublé ($n=5$ à $n= 10$), alors cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% (= U_r) de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 4. Si l'espacement entre les drains est quadruplé ($n = 5$ à $n = 20$), cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 16.

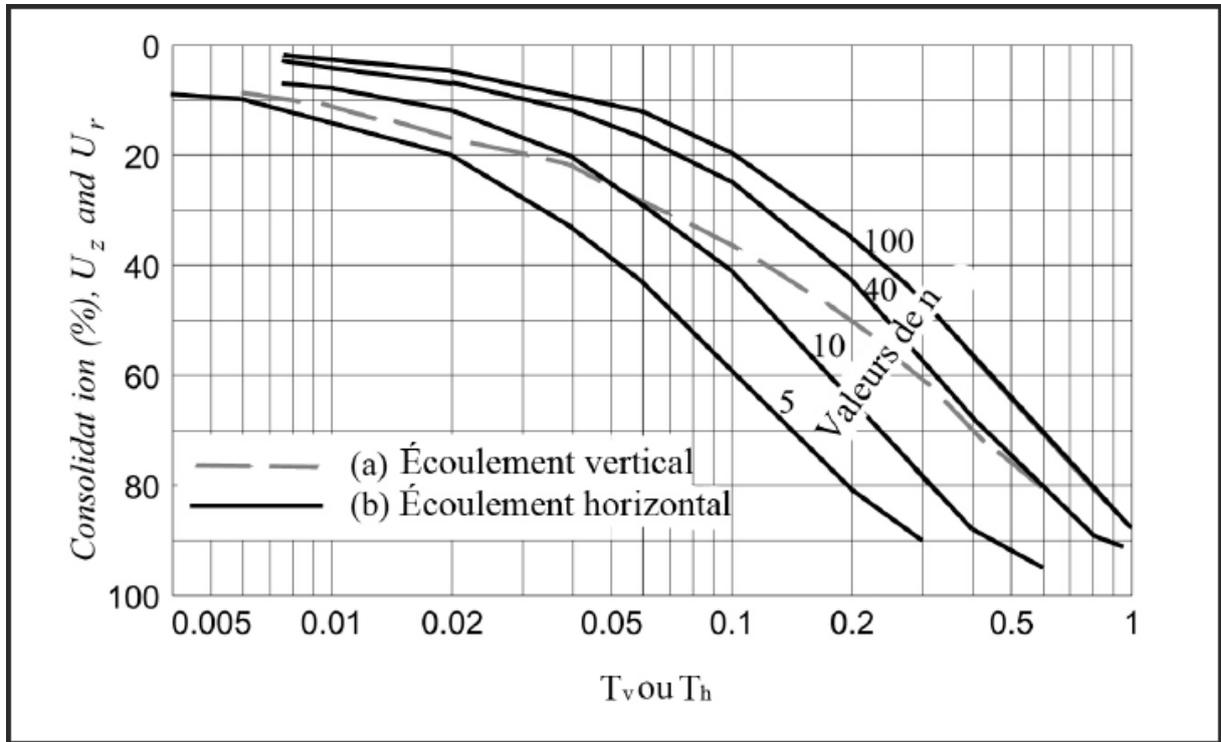


Figure III-6 : Degré de consolidation en fonction du facteur temps T de consolidation, (adopté de Barron, 1948). [7]

Hansbo, 1981 a simplifié la solution de Barron, 1948 qui est basée sur l’hypothèse d’une déformation verticale uniforme, alors le degré de consolidation moyen de consolidation du sol avec un drain vertical est donné par :

$$\bar{u}_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}} \tag{III-6}$$

Avec :

$$T_h = \frac{c_h t}{d_e^2}$$

$$F = F_n + F_s + F_r$$

F_n : Facteur correspond à la théorie de Barron.

$$F_n = \ln(n) - \frac{3}{4}$$

F_s : Facteur qui tient compte du remaniement du sol initial lors de la mise en place du drain qui a pour conséquence la réduction de la perméabilité horizontale.

$$F_s = \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln(s)$$

F_r : Facteur qui tient compte de la réduction de la capacité de décharge du drain en profondeur.

$$F_r = \frac{2\pi l^2 k_h}{3q_w}$$

III.4 Consolidation tridimensionnelle (radiale et verticale)

Les théorèmes de Carillo ont beaucoup simplifié l'étude de la consolidation tridimensionnelle (radiale + verticale) autour des drains verticaux, puisqu'ils permettent d'étudier séparément le problème de la consolidation unidimensionnelle (pour l'écoulement verticale de l'eau interstitielle) et le problème de la consolidation radiale (pour l'écoulement horizontale de l'eau interstitielle en direction de drain). [3]

III.4.1 Théorèmes de Carillo [3]

Il est extrêmement rare que l'écoulement autour d'un drain soit uniquement radial : dans la plupart des cas, l'écoulement vers le drain se combine avec un écoulement vertical et l'équation différentielle qui régit le phénomène comporte des dérivées partielles par rapport à r , z et t . Suivant les hypothèses adoptées pour le comportement du sol, cette équation différentielle peut être plus ou moins complexe. Dans le cas le plus simple, où l'on suppose que les déformations du sol sont linéaires, que le sol est saturé d'un liquide incompressible et que la loi de Darcy est vérifiée avec des coefficients de perméabilité horizontal et vertical constants, cette équation différentielle s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{(III-9)}$$

En 1942, N. Carillo a démontré deux théorèmes reliant la solution $u(r, z, t)$ de l'équation (II-9) aux solutions $u_r(r, t)$ et $u_v(z, t)$ des deux équations différentielles auxiliaires relatives aux écoulements radial et vertical considérés séparément :

$$\frac{\partial u_r}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) \quad \text{(III-10)}$$

Et

$$\frac{\partial u_v}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_v}{\partial z^2} \quad \text{(III-11)}$$

a. Premier théorème

Si $u_r(r, t)$ et $u_v(z, t)$ sont respectivement solutions des équations différentielles (II-10) et (II-11), la fonction : $u(r, z, t) = u_r(r, t) \cdot u_v(z, t)$ est solution de l'équation différentielle (II-9).

b. Deuxième théorème

La solution de l'équation différentielle (II-9) avec les conditions aux limites et initiale suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} u\left(\frac{d}{2}, z, t\right) = 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t}\left(\frac{d}{2}, z, t\right) = 0 \end{array} \right. \quad \text{Et} \quad \left[\begin{array}{l} u(r, 0, t) = 0 \\ u(r, z, 0) = u_0 \end{array} \right.$$

Est égale à :

$$u(r, z, t) = \frac{u_r(r, t) \cdot u_v(z, t)}{u_0} \quad \text{(III-12)}$$

$u_r(r, t)$ Et $u_v(z, t)$ étant les solutions des deux équations différentielles (II-10) et (III-11), avec pour conditions aux limites et initiales respectives :

$$\left[\begin{array}{l} u_r \left(\frac{d}{2}, t \right) = 0 \\ \frac{\partial u_r}{\partial t} \left(\frac{d}{2}, t \right) = 0 \\ u_r(r, 0) = u_0 \end{array} \right. \quad \text{Et} \quad \left[\begin{array}{l} u_v(0, t) = 0 \\ \frac{\partial u_v}{\partial t} (H, t) = 0 \\ u_v(z, 0) = u_0 \end{array} \right.$$

Enfin, le degré de consolidation globale $u_{rv} = 1 - \frac{\bar{u}(r,z,t)}{u_0}$ est lié aux degrés de consolidation partiels

$$u_r = 1 - \frac{\bar{u}_r(r, t)}{u_0}$$

Et

$$u_v = 1 - \frac{\bar{u}_v(z, t)}{u_0}$$

Par la relation :

$$1 - u_{rv} = (1 - u_r)(1 - u_v) \quad \text{(III-13)}$$

Avec :

U_r : Consolidation radiale (%) ;

U_0 : Surpression interstitielle moyenne initiale (KPa) ;

U_v : Consolidation verticale (%) ;

\bar{U}_z : Surpression interstitielle moyenne verticale (KPa) ;

\bar{U}_r : Surpression interstitielle moyenne radiale(KPa).

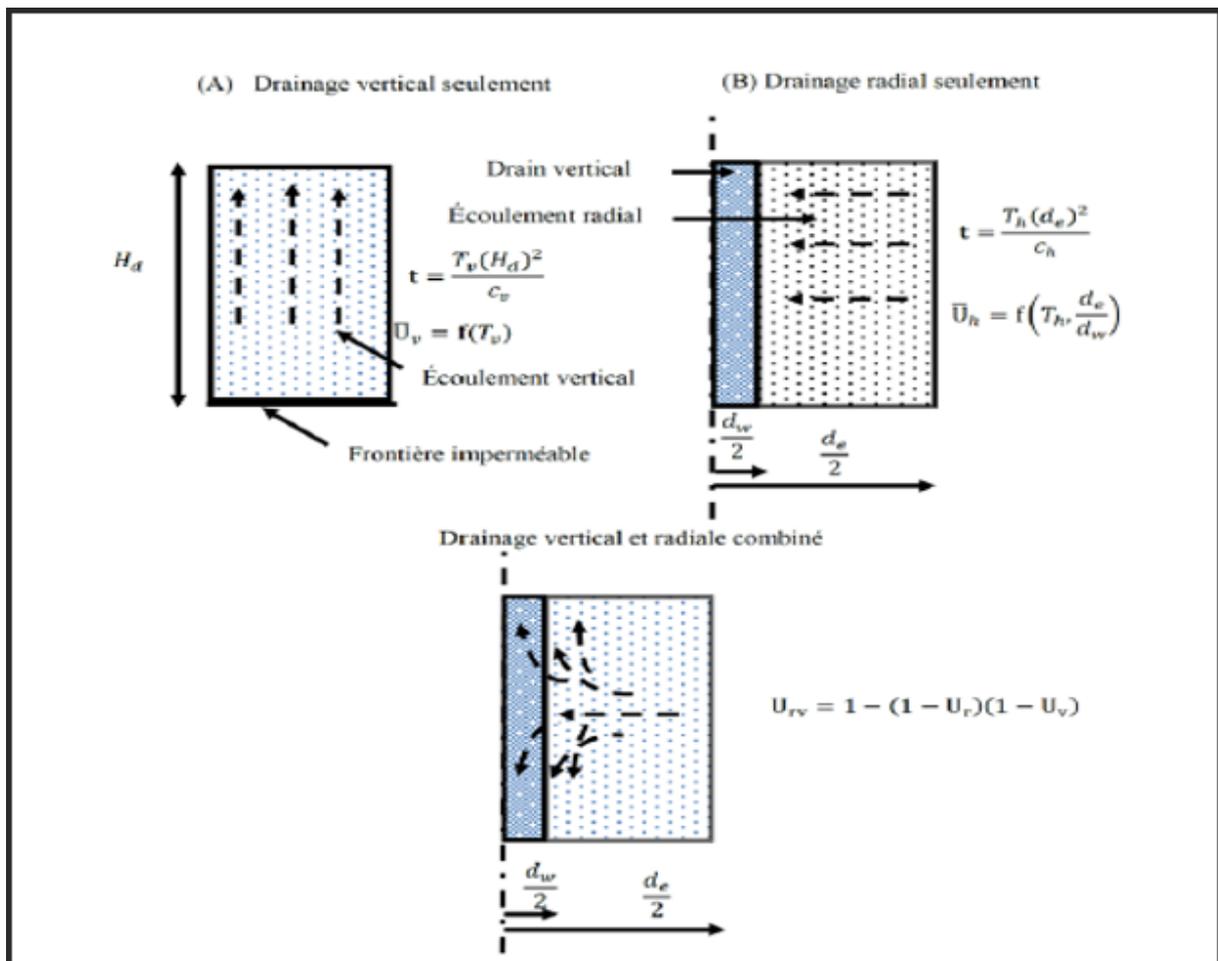


Figure III-7 : Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant de drainage vertical et radial. [7]

III.5 Dimensionnement des drains verticaux

Le dimensionnement des réseaux de drains verticaux est généralement effectué à l'aide des abaques de (Barron, 1984) pour la consolidation radiale d'une couche de sol homogène entre deux surfaces cylindriques concentriques dont l'une, située à l'extérieur, est imperméable tandis que l'autre, située à l'intérieur, constitue une limite parfaitement drainante. Pour le calcul, on suppose que les déformations verticales du sol sont uniformes dans tout plan horizontal. On peut tenir compte de la composante verticale de l'écoulement à l'aide de l'équation de (Carillo, 1942) $1 - u_{rv} = (1 - u_r)(1 - u_v)$ et de la solution classique de Terzaghi, 1928. [3]

III.6 Méthode de calcul des réseaux de drains verticaux

L'outil de base du calcul des réseaux de drains verticaux est constitué par la théorie de la consolidation radiale de Barron, la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et la formule de Carillo pour coupler les consolidations radiale et verticale.

Les méthodes de calcul détaillées qui tiennent compte des variations des propriétés du sol sur l'épaisseur de la couche compressible et en cours de consolidation peuvent toutefois présenter de l'intérêt dans les cas où l'on veut analyser le comportement observé d'un réseau de drains en tenant compte de toutes les particularités connues des sols drainés.

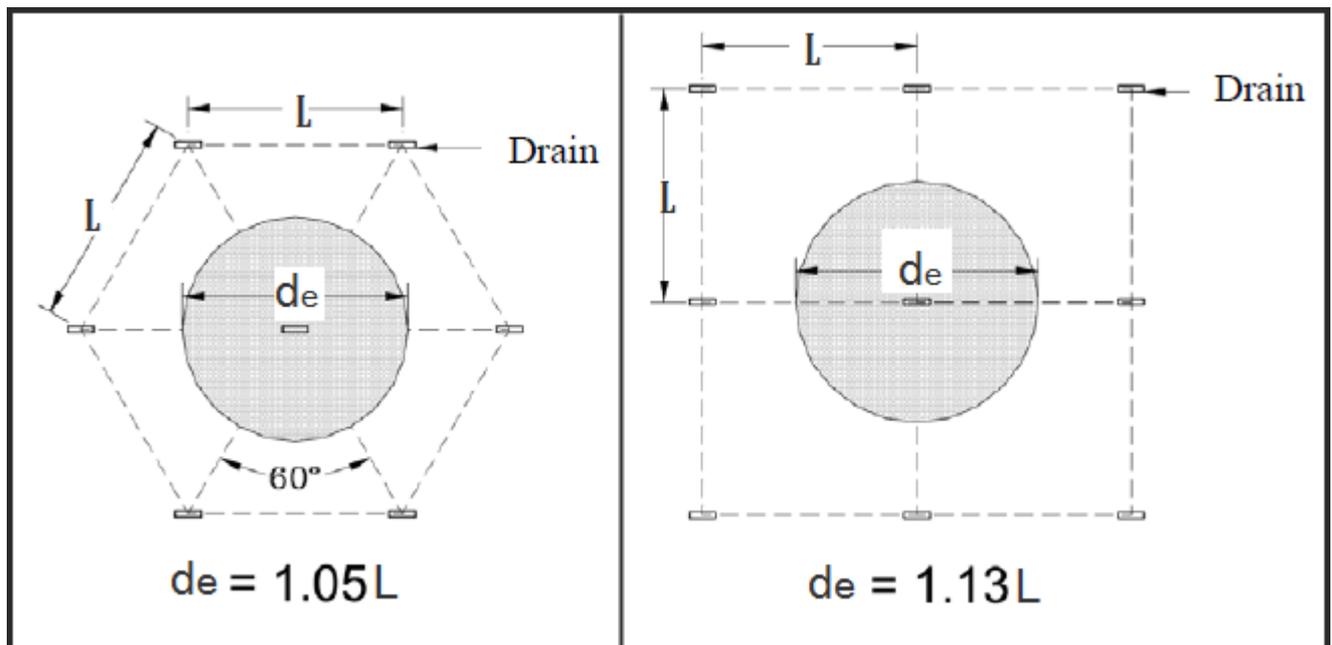
Pour dimensionner un réseau de drain permettant d'obtenir un degré de consolidation U % en un temps t imposé, on procède de la façon suivante :

1. Détermination d'après la coupe géotechnique de l'épaisseur H, de la distance de drainage verticale H_d de la couche compressible, de la valeur moyenne du coefficient de consolidation vertical C_v et de celle du coefficient de consolidation horizontal C_h .
2. Calcul du degré de consolidation verticale atteint au bout du temps t dans le cas d'un écoulement uniquement verticale, u_v (on utilise H_d , C_v et l'abaque de Terzaghi pour la consolidation unidimensionnelle).
3. Calcul du degré de consolidation radiale U_r à obtenir sous le temps t par le seul effet des drains (on utilise la formule de Carillo $(1-U_v)(1-U_r) = 1-U$, dans laquelle U_v , U_r et U sont exprimés sous forme de nombres décimaux ; on peut utiliser également l'abaque à lecteur directe de la figure (II-9)).
4. Détermination des diamètres d et D_e des drains et de leur zone d'influence de façon à obtenir par consolidation radiale un degré de consolidation de U_r % au bout du temps t (on utilise l'abaque de la figure (III-10). Qui donne directement la relation entre d et D lorsque C_h , U_r et t sont connus).

L'abaque de la figure (III-10) donne le diamètre D de la zone d'influence de chaque drain, qu'il est facile de convertir en espacement L des drains à l'aide des formule :

$$L = \frac{d_e}{1,13} \text{ dans le cas d'un maillage carré,}$$

$$L = \frac{d_e}{1,05} \text{ dans le cas d'un maillage triangulaire.}$$



a- Maillage triangulaire

b- Maillage carré

Figure III-8 : Deux dispositions des drains circulaires verticaux, (adopté de Rixner et al, 1986). [7]

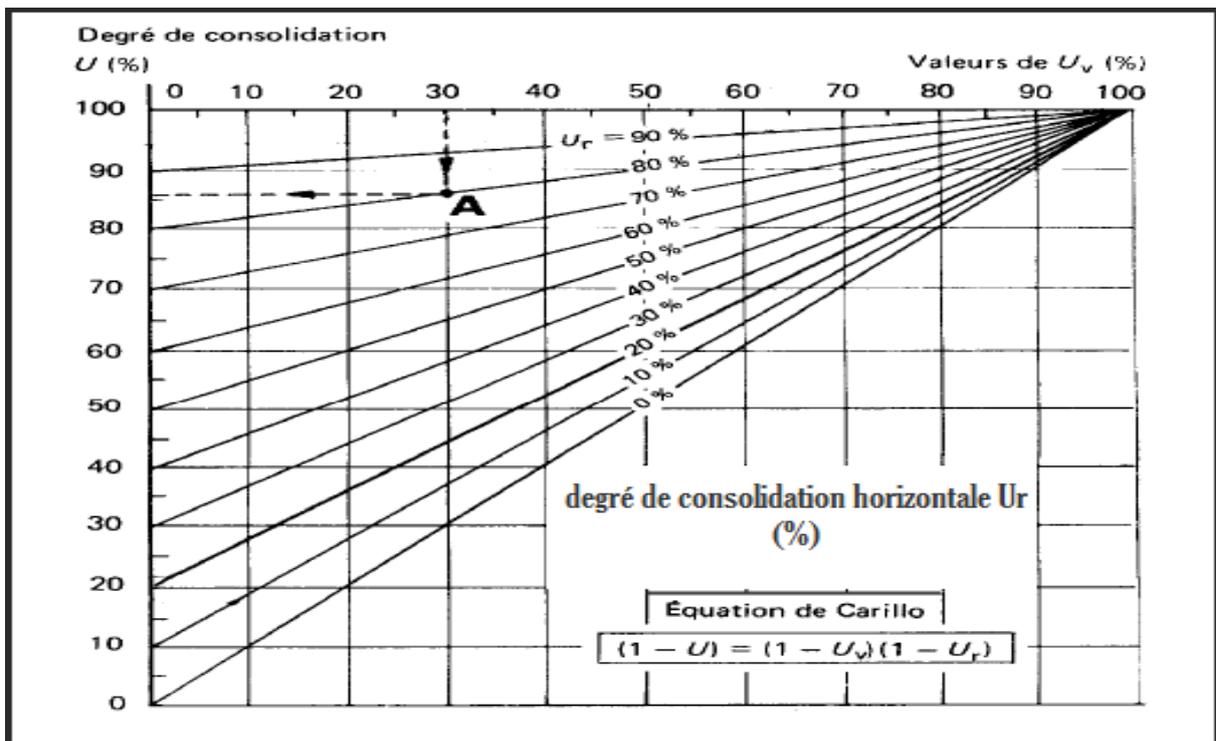


Figure III-9 : Abaque pour la formule de Carillo (document J.P. Bru). [10]

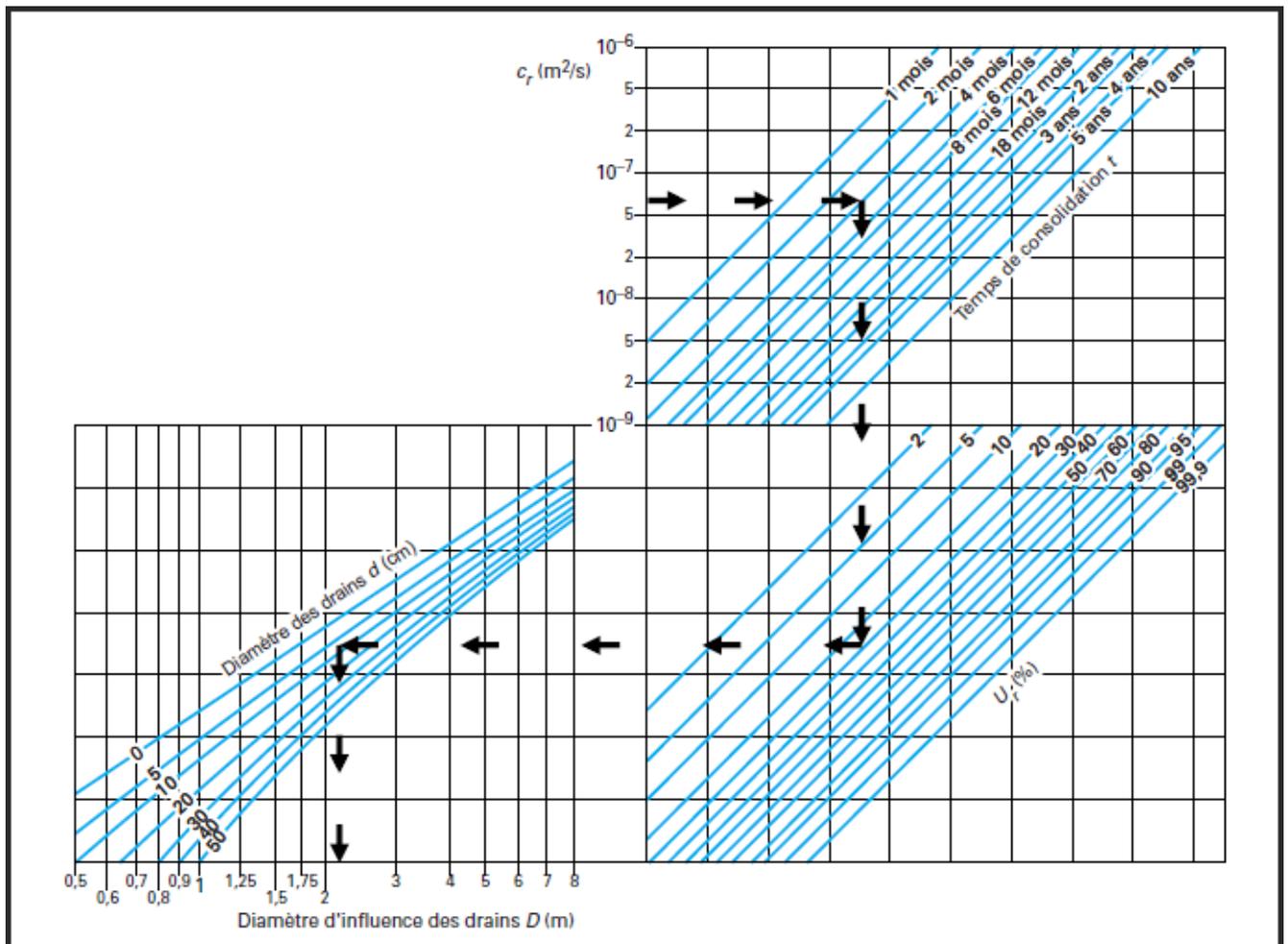


Figure III-10 : Abaque pour le dimensionnement des drains en consolidation radiale (document J.P. Bru). [4]

III.7 Application pour le dimensionnement d'un réseau de drains verticaux

On veut dimensionner un réseau de drains qui permette d'obtenir un degré de consolidation de 90% en douze mois (12 mois) ou la couche compressible et de 30 m d'épaisseur drainée des deux côtés.

Le sol compressible a pour coefficient de consolidation verticale moyen d'après la formule suivante :

$$C_v = \frac{(\sum h_i)^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{c_{vi}}}\right)^2}$$

D'où :

$$C_v = 3,99 \cdot 10^{-7} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \text{ et pour coefficient de consolidation horizontale } C_h = 4,788 \cdot 10^{-7} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}.$$

1. Calcul de diamètre équivalent

Les drains utilisés dans le site étudié sont plats, leurs caractéristiques physiques et hydrauliques sont :

1. Largeur des drains est de $b = 95 \text{ mm}$;
2. Epaisseur des drains est de $a = 5 \text{ mm}$;
3. Débit de drains plats préfabriquées : $32,15 \frac{\text{cm}^3}{\text{s}}$.

$$d_{\text{éq}} = \frac{2(b + a)}{\pi}$$

Avec :

b : Largeur de drain plat = $9,5 \text{ cm}$;

a : Epaisseur de drain plat = $0,5 \text{ cm}$.

Donc le diamètre équivalent du drain plat préfabriqué est $d_{\text{éq}} = 6,4 \text{ cm}$

2. Calcul de volume d'assainissement de drain vertical Q_w

$$Q_w = \left(\frac{\pi \cdot d_{\text{éq}}^2}{4} \cdot K\right) / F_a$$

Avec :

K : Conductivité hydraulique de drain plat, $K = 0,05 \frac{\text{m}}{\text{s}}$; (Fourni par le fournisseur)

F_a : Coefficient du réduction dépend de la profondeur de drain (L) ;

$F_a = 4$, si $L < 10 \text{ m}$;

$F_a = 6$, si $L > 20 \text{ m}$;

$F_a = 5$, si $10 < L < 20 \text{ m}$ comme notre cas.

$$Q_w = \frac{\frac{3,14 \cdot 6,4^2}{4} \cdot 0,05}{5} = 32,15 \frac{\text{cm}^3}{\text{s}}$$

3. Calcul du degré de consolidation verticale u_v atteint au bout du temps $t = 12 \text{ mois}$

On se propose de fixer le temps de consolidation à 12 mois. Cette période correspond à l'achèvement des travaux de mise en œuvre de la plateforme routière.

Déterminer le facteur temps T_v :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = 0,055$$

On détermine ensuite la valeur de u_v correspondant à T_v sur la courbe $U_v = f(T_v)$, dans la (figure III-3) ou dans le (tableau III-1).

Pour $T_v = 0,055$ on a un degré de consolidation verticale $U_v = 0,25 = 25\%$.

4. Calcul du degré de consolidation horizontale (radiale) u_r

En utilisant la formule de Carillo on détermine le degré de consolidation horizontale u_r à un degré de consolidation totale $u = 90\%$.

On a le degré de consolidation verticale $U_v = 0,25$ et degré de consolidation totale $U = 0,9$.

D'après la formule de Carillo suivante :

$$1 - u = (1 - u_r)(1 - u_v)$$

On a obtenu un degré de consolidation horizontale $u_r = 0,87 = 87\%$.

5. Détermination du diamètre d'influence des drains d_e (m)

Connaissant C_h , u_r et le diamètre équivalent du drain, on détermine ensuite le diamètre d'influence des drains verticaux à l'aide de l'abaque de Barron (figure III-10).

$$d_e = 1,68 \text{ m}$$

6. Détermination de l'espacement entre les drains L (m)

Pour la disposition triangulaire on a :

$$L = \frac{d_e}{1,05} = \frac{1,68}{1,05} = 1,6 \text{ m}$$

III.8 Conclusion

L'utilisation du système de drains verticaux est une méthode efficace pour accélérer la consolidation du sol. Ils servent à augmenter la vitesse de déformation des sols de fondation ou à diminuer les délais d'attente dans le cas des chargements par étapes.

Pour dimensionner utilement un réseau de drains, il faut se préoccuper :

1. De leur utilité (la vitesse de consolidation naturelle du sol n'est-elle pas suffisante pour le projet étudié).
2. De leur efficacité (l'utilisation de drains verticaux permettra-t-elle de résoudre le problème posé dans les délais imposés).
3. Et de leur optimisation économique (quel type de drain, quel mode de mise en place, quelle densité de drains).

CHAPITRE IV

Dimensionnement des colonnes ballastées

IV.1 Introduction

On s'intéresse dans ce chapitre au dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe, qui permet de déterminer le nombre des colonnes à réaliser sous l'ouvrage (la route).

Pour étudier le comportement et le dimensionnement des colonnes ballastées on est amené à déterminer les paramètres usuels suivant :

1. Le taux d'incorporation (α) ;
2. Le facteur de réduction du tassement (β) ;
3. Le rapport de concentration des contraintes verticales.

IV.2 Hypothèse de calcul

D'après Priebe l'ensemble « sol + colonnes » doit vérifier les hypothèses suivantes :

1. Les tassements en surface sont égaux $S_{\text{sol}} = S_{\text{col}}$;
2. Le matériau de colonne est incompressible, les déformations des colonnes se font à volume constant ;
3. Les déformations du sol et du ballast sont à des incréments de contrainte causées par l'application d'une surcharge en surface.

IV.3 Caractéristiques du traitement des sols par colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont caractérisées par :

1. Le diamètre et la hauteur des colonnes ;
2. Le nombre des colonnes nécessaire et la contrainte latérale exercée par le sol sur la colonne ;
3. Des caractéristiques physico-mécaniques du matériau d'apport.

IV.3.1 Le diamètre des colonnes

Le diamètre théorique de la colonne dépend de trois facteurs suivants :

1. Les caractéristiques géotechniques des sols ;
2. Le procédé d'exécution des colonnes ;
3. La granulométrie du matériau d'apport ;

En général, le diamètre de la colonne varie entre 0.6 et 1.2 m.

IV.3.2 La hauteur des colonnes

La détermination de la hauteur des colonnes ballastées se fait à base de la contrainte transmise par l'ouvrage, la nature du sol et le but recherché, en général, cette longueur varie entre 2 et 20 m.

IV.3.3 Le nombre des colonnes

Le nombre de colonnes nécessaire est obtenu grâce à l'abaque de dimensionnement de Priebe ainsi que le maillage nécessaire.

IV.3.4 Les caractéristiques physico-mécaniques du matériau d'apport

1. La granulométrie du matériau d'apport doit vérifier les trois conditions :
 $d_5 > 0,1 \text{ mm}$, $d_{30} > 10 \text{ mm}$, $d_{100} > 100 \text{ mm}$;
2. Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée ;
3. Le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux, le matériau d'apport peut être roulé ou concassé en fonction des disponibilités locales ;
4. La roche constituant les éléments du matériau d'apport doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées ($R_c > 25 \text{ MPa}$).

Les caractéristiques adoptées pour le ballast qui servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante, sont résumées dans le (tableau IV-1).

Tableau IV-1 : Caractéristiques adoptées pour le ballast. [5]

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarque
Dimensions du ballast (mm)	40 /60 12 /40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage (%)	> 80	-
LA	< 25 - 35*	Essai (Los Angeles) (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 25 - 30*	Essai (Micro-Deval) (Norme NF EN 1097-1)
(LA+MDE)	< 40 – 60*	-
Pourcentage des fines**	< 5 %	-
* Valeurs limites.		
** Le critère de propreté au sens de la norme NFP18591 représente le passant inférieur à 5%.		

IV.3.5 Les paramètres mécaniques des colonnes ballastées

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées sont les suivant :
[11]

1. Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) : $E_c = 60 \text{ à } 80 \text{ MPa}$;
2. Angle de frottement inter-granulaire :
 - Matériau roulé : $\varphi'_c = 38^\circ$;
 - Matériau concassé : $\varphi'_c = 40^\circ$;
3. Cohésion : $C_c=0$, (matériau pulvérisant) ;
4. Coefficient de poisson : $\nu_s = \frac{1}{3}$;
5. Poids volumique saturé du matériau en place : $\gamma_c = 20 \text{ à } 21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$.

IV.4 Application numérique pour le dimensionnement des colonnes ballastées

IV.4.1 Détermination de la maille de référence

On a :

$$\sigma_0 = 1,204 \text{ bars ;}$$

$$\sigma_s = 0,64 \text{ bars ;}$$

$$\beta_0 = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = \frac{1,204}{0,64} = 1,9 .$$

Avec :

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

σ_s : Contrainte du sol à traiter ;

β_0 : Facteur de réduction du tassement.

IV.4.2 Résolution de l'équation de Priebe

Le facteur de réduction du tassement β_0 qui caractérise l'efficacité du traitement est donné par :

$$\beta_0 = 1 + a \cdot \left[\frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (\text{IV-1})$$

Pour $v = \frac{1}{3}$, on retrouve l'expression simplifiée de (β_0) :

$$\beta_0 = 1 + a \cdot \left[\frac{5-a}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1-a)} - 1 \right] \quad (\text{Priebe, 1995}) \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

$$K_{ac} : \text{Coefficient de poussée du ballast, } K_{ac} = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_c}{2} \right]$$

$$\text{Pour } \varphi'_c = 38^\circ, \text{ , } K_{ac} = 0,24$$

Connaissant l'angle de frottement (φ'_c) du matériau de substitution (ballast) et la valeur de β_0 , cette équation de second degré de (a) est résoluble analytiquement pour déterminer la maille de référence.

Cette équation est développée par Priebe sous forme d'un abaque de dimensionnement pour différents angles de frottement du Ballast (φ'_c), représenté sur la figure IV-1.

Après simplification de l'équation (IV-1) on a l'équation en fonction du coefficient de substitution :

$$0,04a^2 - 4,88a + 0,84 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 4,984$$

$$a_1 = 0,250$$

$$a_2 = 121,75 \text{ (Valeur à écarter).}$$

On prend : $a = 0,250$.

$$f(v_s, a) = \frac{(1-v_s)(1-a)}{1-2v_s+a} = 0,851 \quad (\text{IV-3})$$

$$\frac{A_c}{A} = a \rightarrow \frac{A}{A_c} = \frac{1}{a} = 4$$

Pour $\phi = 80\text{cm}$ (diamètre de la colonne) $\rightarrow A_0 = 0,502 \text{ m}^2$ (Air d'une colonne).

Le tronçon objet du traitement par colonnes ballastées se situe entre le PK15+130 et PK15+900, il s'étend sur une superficielle de $A = 37730 \text{ m}^2$. Le traitement par colonnes ballastées sur cette section sera réalisé avec un maillage régulier et uniforme d'un aire élémentaire de $A = 2\text{m}^2$.

$A = 49\text{m} \cdot 770\text{m} = 37730\text{m}^2$ (Surface totale de tronçon étudié).

$A_c = \frac{A}{4} = 9432,5\text{m}^2$ (Surface totale de colonne à réaliser sur le tronçon étudié).

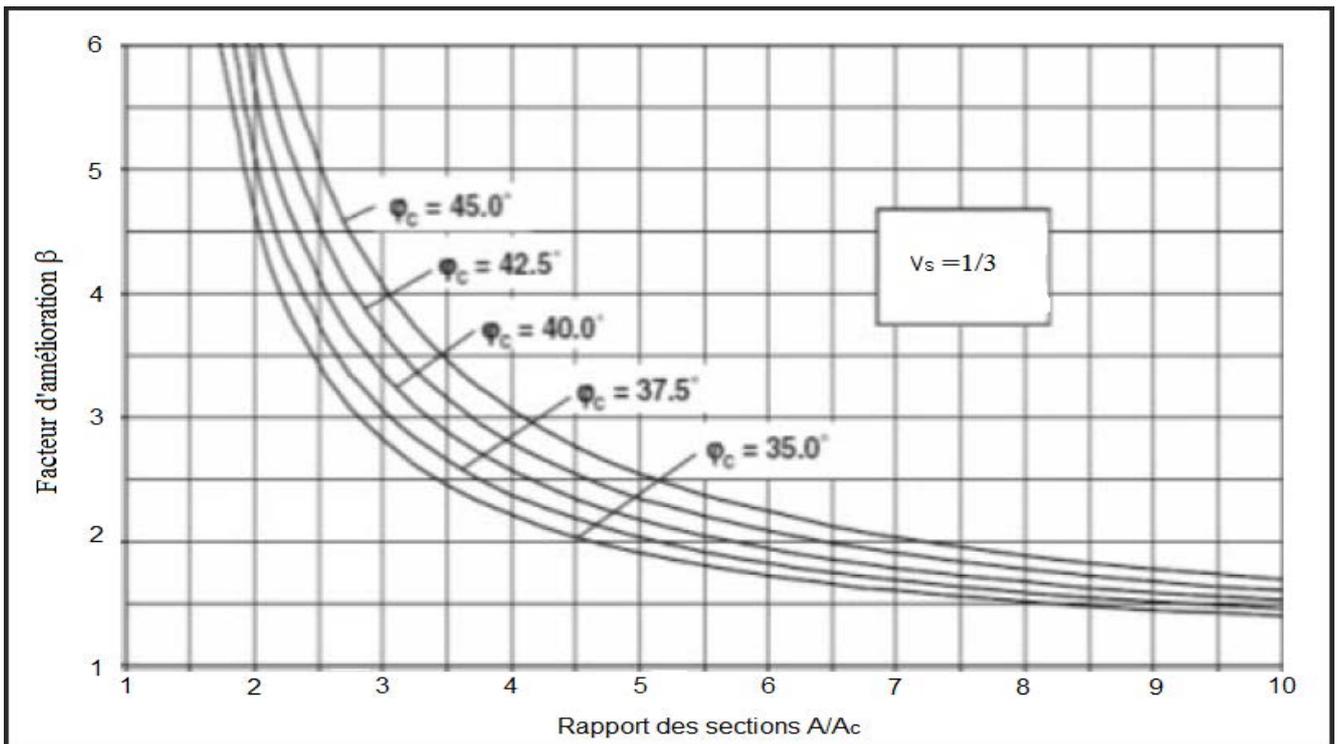


Figure IV-1 : Abaque donnant le facteur d'amélioration de base en fonction du taux d'incorporation (Priebe, 1995). [12]

IV.4.3 Calcul nombres de colonnes nécessaire

$$n = \frac{A_c}{A_0} = \frac{9432,5}{0,5} = 18865 \text{ colonnes.}$$

Avec : A_0 surface d'une colonne.

$$\eta = \frac{\beta_0 - 1}{a} + 1 = 4,6. \tag{IV-4}$$

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \rightarrow \sigma_c = \eta \times \sigma_s = 2,944\text{bars}, \sigma_c < 8 \text{ bars, d'après le DTU.13.2 la condition est vérifiée.}$$

IV.4.4 Vérification de l'équilibre des efforts

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s (A - A_c) \tag{IV-5}$$

$$\sigma_0 \cdot A = 0,64 \cdot 10^2 \times 37730 = 4542692 \text{ KN}, \text{ (I)}$$

$$\sigma_c \cdot A_c + \sigma_s(A - A_c) = 2,944 \cdot 10^2 \times 9432,5 + 0,64 \cdot 10^2 \cdot (37730 - 9432,5) = 4587968 \text{ KN}, \text{ (II)}$$

Les deux valeurs (I) et (II) sont proches ce qui veut dire que le transfert des charges est vérifiée.

IV.5 Méthode du Calcul de tassement après le traitement par colonnes ballastées

Pour le calcul de tassement dans les sols traité par colonnes ballastées on procède à plusieurs méthodes :

1. La méthode de Priebe ;
2. Les méthodes d'homogénéisation ;
3. Méthode de Baalam et Booker.

La méthode de Priebe s'avère la plus élaborée et la plus complète, toutefois, son inconvénient réside dans le nombre important de paramètre à calculer. Cette méthode introduit la notion d'amélioration globale des caractéristiques du milieu traité et des corrections inhérentes à la compressibilité relative (sol-colonne) et à l'effet de la profondeur.

IV.5.1 Traitement par colonnes ballastées sous fondation de grandes dimensions

En considérant que les couches traversées par les colonnes ballastées sont homogènes, elles sont caractérisées par les modules de déformation du sol (E_{si}), le tassement du sol après le traitement est donné par :

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{0i}(z) \cdot L_{ci}}{\beta_{2i} \cdot E_{si}} \quad \text{(IV-6)}$$

Avec :

$\sigma_{0i}(z)$: Contrainte apportée par la fondation à la profondeur de calcul ;

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

β_{2i} : Facteur d'amélioration qui tient compte de la compressibilité de la colonne et l'influence de la profondeur.

1. Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit par un accroissement de la section de celle-ci, en fonction de la rigidité relative colonne/sol ($\frac{E_c}{E_i}$). Cet accroissement est donné par l'équation suivant :

$$\bar{a} = a + \Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)}, \text{ (} a : \text{ Est le facteur de substitution déduit à partir de } \beta \text{). (IV-7)}$$

Tel que :

$$\Delta\left(\frac{1}{a}\right) = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left[\frac{A_c}{A}\right]_1} - 1 \quad \text{(IV-8)}$$

Le paramètre $\Delta \left(\frac{A}{A_c}\right)$ dépend directement du rapport des modules $\left(\frac{E_c}{E_i}\right)$ selon l'abaque de la figure (III-2) et $\left[\frac{A_c}{A}\right]_1$ est donné par l'expression suivant en fonction de $\left(\frac{E_c}{E_i}\right)$ et K_{ac} .

$$\left[\frac{A_c}{A}\right]_1 = -\frac{4.K_{ac} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 2\right) + 5}{2 \cdot (4.K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4.K_{ac} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 2\right) + 5}{4.K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16.K_{ac} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)}{4.K_{ac} - 1}} \quad (IV-9)$$

Le nouveau rapport des sections ($\bar{a} = a + \Delta a$) est injecté dans la formule (III-1) afin de déterminer le facteur d'amélioration β_1 qui tient compte de la compressibilité des colonnes ballastées, soit :

$$\beta_1 = 1 + \bar{a} \cdot \left[\frac{0,5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (IV-10)$$

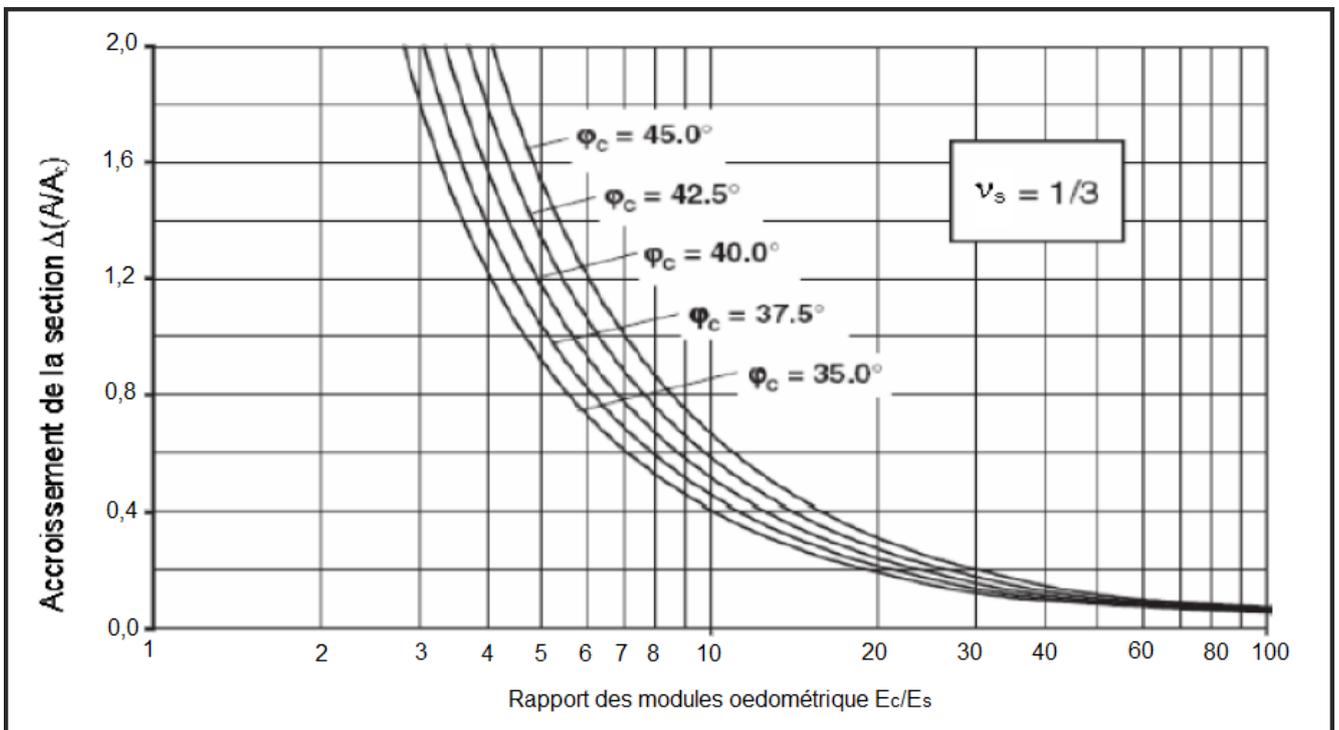


Figure IV-2 : Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée (Priebe, 1995). [12]

2. Prise en compte de l'influence de la profondeur

La prise en compte de l'influence de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur (f_d) qui prend en compte l'influence de l'augmentation de contrainte horizontale du sol (σ_h) avec la profondeur sur les contraintes dans la colonne. Ce facteur tient compte des faibles déformations de la colonne avec la profondeur, et du principe de l'état hydrostatique du sol autour de la colonne ($k=1$). Le facteur de profondeur est donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 + y \left[\sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{si}(z)}{\sigma_{oi}(z)} \right]} \quad (IV-11)$$

Avec :

y : Le facteur d'influence qui est donné par l'équation (III-12) suivant :

$$y(\bar{a}) = \frac{\sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} \cdot \left[\bar{a} + \frac{(1 - \bar{a}) \cdot k_{oc} \cdot f(v_s, \bar{a})}{0,5 + f(v_s, \bar{a})} \right] \quad (IV-12)$$

Pour $\varphi'_c = 38^\circ$ on a :

$$y_{38^\circ}(\bar{a}) = 1,602 \cdot \left[\bar{a} + \frac{0,238 \cdot (1 - \bar{a}) \cdot f(v_s, \bar{a})}{0,5 + f(v_s, \bar{a})} \right]$$

La fonction y est donnée sous forme d'abaque voir (figure III-3).

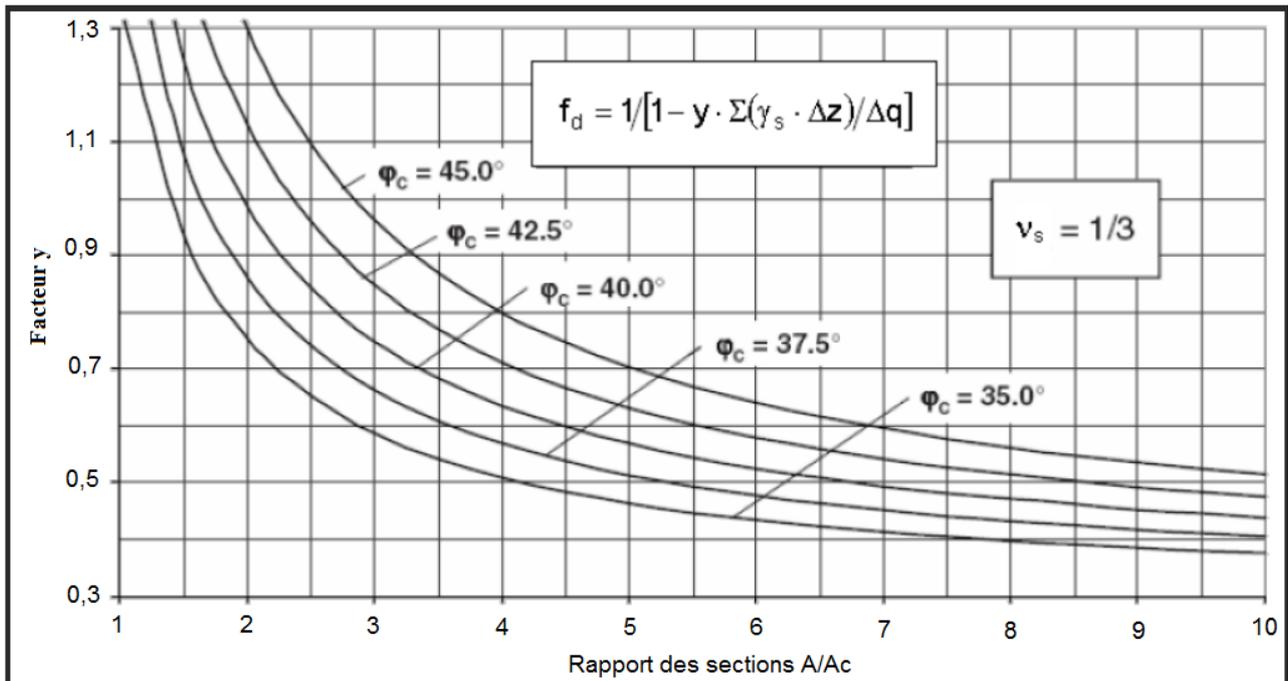


Figure IV-3 : Abaque du facteur d'influence de la profondeur (Priebe, 1995). [13]

Le nouveau rapport d'amélioration est donné par l'expression suivant :

$$\beta_2 = \beta_1 \cdot f_d \quad (IV-13)$$

IV.6 Conclusion

Les colonnes ballastées constituent un bon procédé d'amélioration des sols, attribuant au sol amélioré une certaine souplesse. La technique s'adapte donc bien aux ouvrages souples de grandes dimensions.

Le traitement de sol par des colonnes ballastées est accompagné d'un phénomène de consolidation primaire rapide dû à la perméabilité élevée du matériau d'apport, qui permettant la dissipation des pressions interstitielle dans le sol.

En zone sismique les colonnes ballastées agissent comme des drains et permettent de dissiper les surpressions interstitielles et d'atténuer, par conséquent, la contrainte de cisaillement induite par le séisme. En fait, cette contrainte est répartie entre le sol et la colonne en proportion du transfert de charge et des raideurs relatives sol/colonne ballastée.

Pour le dimensionnement des colonnes ballastées il est très recommandé d'utilisé la méthode de Priebe.

CHAPITRE V

Calcul analytique des tassements

V.1 Introduction

Dans ce présent chapitre on s'intéressera au calcul des tassements, par la méthode œdométrique et pressiométrique, ensuite le calcul des tassements après traitement par drains verticaux et des colonnes ballastées.

V.2 Définition

Le tassement c'est la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, ...etc.), le sol se déforme. Cette déformation du à :

1. La compression du squelette solide,
2. Le départ d'eau et d'air des pores qui s'accompagne d'un réarrangement des grains du sol et d'une diminution de l'indice des vides,

V.3 Composantes du tassement

Le tassement total Δh_t d'une couche compressible, saturée, chargée par un remblai, est décomposé de la façon suivant :

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h_c + \Delta h_s + \Delta h_f \quad (\text{V-1})$$

1. **Tassement immédiat Δh_i** : Est le tassement qui se produit, avant tout drainage, donc à volume pratiquement constant, qui est calculé par la formule suivante :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta \sigma \cdot H}{E_{\text{oed}}} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

$\Delta \sigma$: Incrément de surcharge dû au remblai ou milieu de la couche considérée ;

H : Épaisseur du sol compressible (Tableau V-1) ;

I : Coefficient d'influence dépendant de la géométrie du milieu.

2. **Tassement de consolidation primaire Δh_c** : Tassement à déformation latérale nulle, il est provoqué par l'écoulement de l'eau pendant la consolidation, le calcul de ce tassement et de son évolution dans le temps se fait à partir de la théorie de la consolidation de Terzaghi.

$$\Delta h_c = H \cdot \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_c} \quad (\text{V-3})$$

3. **Tassement de consolidation secondaire Δh_s** : Tassement qui aura lieu à la fin du tassement primaire, il se traduit par un état linéaire dans la relation temps – tassement. Il dépend de l'épaisseur du sol meuble et les caractéristiques mécaniques du sol. Le tassement secondaire peut être calculé par la formule suivante :

$$\Delta h_s = H_0 \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{t_\infty}{t} \quad (\text{V-4})$$

H_0 : Épaisseur de la couche compressible après tassement primaire ;

C_α : Coefficient de tassement secondaire ;

t_∞ : Délai du tassement secondaire ;

t : Délai du tassement primaire.

4. **Tassement supplémentaire Δh_f** : Est le tassement provoqué par les déplacements latéraux du sol de fondation, du quel on a déduit Δh_i .

V.4 Calcul des tassements par la méthode œdométrique

1. Calcul du tassement à partir de l'indice des Vides initial (e_0) et la hauteur de la couche compressible(H) par la relation suivante :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad (\text{V-5})$$

ΔH : Le tassement ;

e_0 : L'indice des vides initial.

2. Calcul du tassement par l'état de consolidation (tassement de consolidation primaire).

Le rapport de sur-consolidation OCR (over consolidation ratio) nous permet de connaître l'état de consolidation du sol .Il est défini par :

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}} \quad (\text{V-6})$$

σ'_p : Contrainte de pré consolidation ;

σ'_{v_0} : Contrainte vertical effective due au poids des terres.

D'où : $\sigma'_{v_0} = \gamma \cdot z$

Le sol sera :

- **Normalement consolidé si** : $\sigma'_{v_0} = \sigma'_p$ (OCR=1).

Le sol n'a jamais été soumis à une contrainte supérieure à la contrainte géostatique. Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures.

$$\Delta H = H \cdot \left[\frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right] \quad (\text{V-7})$$

- **Sous-consolidé si** : $\sigma'_{v_0} > \sigma'_p$ (OCR<1).

C'est le cas des sols en cours de consolidation sous l'effet de leur propre poids (remblais récents, mal ou non compactés, vases ou tourbes récemment formées).

$$\Delta H = H \cdot \left[\frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right] \quad (\text{V-8})$$

- **Sur-consolidé si** : $\sigma'_{v_0} < \sigma'_p$ (OCR>1)

Le sol a été soumis dans le passé à une pression de pré consolidation supérieur au poids des couches présenté sur le terrain.

1. Si $\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma_v > \sigma'_p$ Donc :

$$\Delta H = H \cdot \left[\frac{c_s}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}} + \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right] \quad (\text{V-9})$$

2. Si $\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$ Donc :

$$\Delta H = H. \left[\frac{c_s}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right] \quad (\text{V-10})$$

C_c : Indice de compression ;

C_s : Indice de gonflement ;

H : La hauteur de la couche compressible ;

σ'_p : Contrainte de pré consolidation, c'est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique ;

$\Delta\sigma_v$: Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la verticale d'un point donnée de la surface.

$$\Delta\sigma_v = I. q$$

Remarque :

1. Si la hauteur de la couche est supérieure à 3 m, on subdivisera la couche en sous couches.
2. Pour une succession des couches, on admet que le tassement total est égal à la somme des tassements calculés pour chaque couche. Pour pouvoir calculer le tassement au moyen des formules précédentes, il suffit de savoir décomposer le dépôt de sols compressibles en couches homogènes superposées et de calculer les suppléments de contraintes apportés dans chacune de ces couches par le chargement appliqué.

Effet d'une surcharge rectangulaire uniforme q :

Sous l'effet d'une charge rectangulaire de largeur « b » et de longueur « a » (figure V-1), la contrainte $\Delta\sigma_v$ induite sous l'un des coins de cette charge à une profondeur z , est donné Par :

$$\Delta\sigma_v = I. q$$

$I = f(a/z, b/z)$ peut être lu dans la figure (Annexe-03).

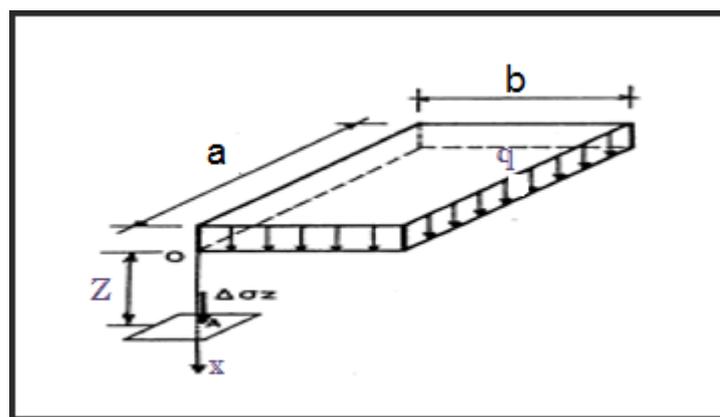


Figure V-1 : Charge uniforme rectangulaire. [14]

Effet d'un remblai semi-infini

Pour un remblai de hauteur H_r et de poids volumique γ_r , voire la figure (V-2) la contrainte verticale en à point M et une profondeur z est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_v = 2. I. \gamma_r. H_r \quad (\text{V-11})$$

$I = f(a/z, b/z)$ peut être lu dans le tableau (Annexe-03).

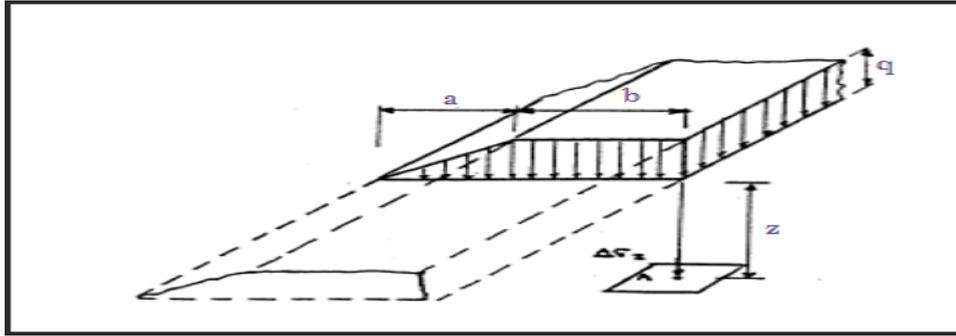


Figure V-2 : Remblai semi infini (forme trapézoïdale). [14]

V.4.1 Etapes de calcul des tassements

Pour le calcul des tassements par la méthode œdométrique on procède aux étapes suivantes :

1. Découpage de la couche sol en (n) sous- couches suffisamment minces (1m) ;
2. Calcul de la contrainte verticale effective de sol (σ'_{v_0}) ;
3. Calcul de la contrainte verticale produite par une surcharge uniforme ($\Delta\sigma_v$) ;
4. Calcul de la contrainte effective finale ($\sigma'_{v_f} = \sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v$).

Application :

a. Calcul de la contrainte appliquée par le remblai, les couches de forme de la chaussée et la surcharge appliquée par les véhicules.

1. Le poids volumique de remblai est pris égale à $\gamma_r=20\text{kN/m}^3$, le poids volumique de la couche structurelle de la chaussée est prise égale à $\gamma_2=24\text{kN/m}^3$, pour les matériaux inondés $\gamma_1=22\text{kN/m}^3$.
2. La hauteur du remblai est de $H_r= 4.5 \text{ m}$.
3. La hauteur structurelle de la chaussée est de $h_1+h_2 = 0.90 \text{ m}$.
4. La charge des véhicules prise égale à $Q = 10 \text{ KN/m}^2$.
5. La forme du remblai est trapézoïdale avec un talus admissible $\geq 3/2$.

Avec :

$$a = 5,5 \cdot \frac{3}{2} = 8,1 \text{ m}$$

$$b = \frac{33}{2} = 16,5 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma = q \cdot I_z$$

La contrainte totale q appliqué égale à :

$$q = \gamma_r H_r + \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + Q = 20 \times 4,5 + 22 \times 0,6 + 24 \times 0,3 + 10 = 120,4 \text{ KPa}$$

$$q = 1,204 \text{ bars}$$

$$I_z = f(m, n)$$

En prenant $(m = \frac{a}{z})$ et $(n = \frac{b}{z})$, alors on obtient la formule suivante :

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi}\right) \cdot \left[\left(\frac{m+n}{m}\right) \cdot \tan^{-1}(m+n) - \left(\frac{n}{m}\right) \cdot \tan^{-1}(n) \right], \text{ (Formule d'Osterberg ou de Herzog).}$$

V.4.2 Résultats des tassements calculés avant le traitement (sol vierge)

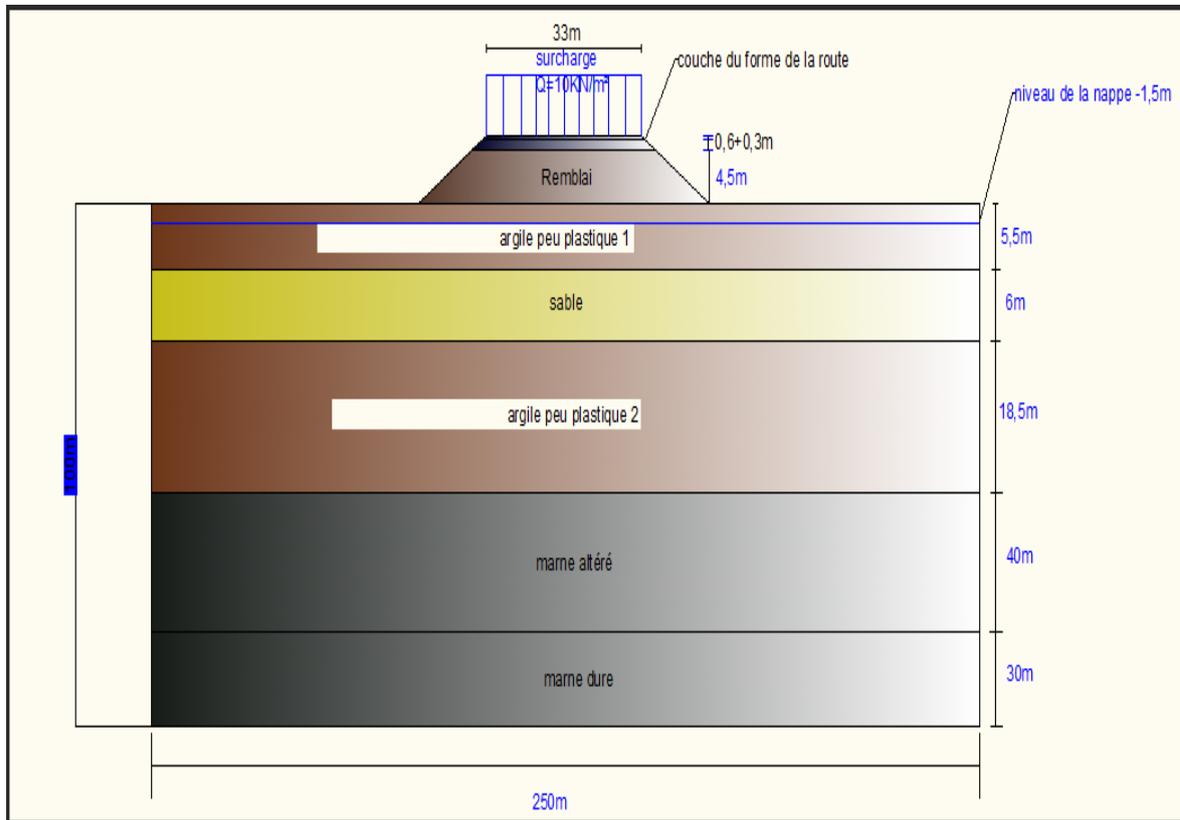


Figure V-3 : Géométrie de distribution des charges sur les couches de sol.

Les résultats des tassements calculés par la méthode œdométrique sont représentés dans des tableaux suivants.

Avec :

1. Tableau V-1 : Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai seul,
2. Tableau V-2 : Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route,
3. Tableau V-3 : Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai, la charge des couches de formes de la route et la charge appliqué par les véhicules.

Tableau V-1 : Résultats des tassements calculer on appliquant la charge du remblai seul

N° de couches	N°	Z (m)	γ (KN/m³)	σ'vo(KPa)	z'(m)	m	n	I	Cc	Cs	e0	Δσ(z) (KPa)	σ'v(z)(KPa)	σ'c(KPa)	ΔH (m)
couche 1	1	1,5	18,6	13,950	0,75	10,7	22,7	0,5000	0,2	0,029	0,8	89,998	103,948	126,8	0,021
	2	1	9,57	32,685	2,0	4,0	8,5	0,4998	0,2	0,029	0,8	89,965	122,650	126,8	0,009
	3	1	9,57	42,255	3,0	2,7	5,7	0,4994	0,2	0,029	0,8	89,883	132,138	126,8	0,010
	4	1	9,57	51,825	4,0	2,0	4,3	0,4985	0,2	0,029	0,8	89,729	141,554	126,8	0,012
	5	1	9,57	61,395	5,0	1,6	3,4	0,4971	0,2	0,029	0,8	89,484	150,879	126,8	0,013
Couche 2	6	1	9,72	71,040	6,0	1,3	2,8	0,4952	0,184	0,034	0,771	89,136	160,176	115,6	0,019
	7	1	9,72	80,760	7,0	1,1	2,4	0,4926	0,184	0,034	0,771	88,676	169,436	115,6	0,020
	8	1	9,72	90,480	8,0	1,0	2,1	0,4894	0,184	0,034	0,771	88,100	178,580	115,6	0,022
	9	1	9,72	100,200	9,0	0,9	1,9	0,4856	0,184	0,034	0,771	87,410	187,610	115,6	0,023
	10	1	9,72	109,920	10,0	0,8	1,7	0,4812	0,184	0,034	0,771	86,610	196,530	115,6	0,024
	11	1	9,72	119,640	11,0	0,7	1,5	0,4761	0,184	0,034	0,771	85,706	205,346	115,6	0,024
	12	1	9,72	129,360	12,0	0,7	1,4	0,4706	0,184	0,034	0,771	84,709	214,069	115,6	0,023
	13	1	9,72	139,080	13,0	0,6	1,3	0,4646	0,184	0,034	0,771	83,629	222,709	115,6	0,021
	14	1	9,72	148,800	14,0	0,6	1,2	0,4582	0,184	0,034	0,771	82,476	231,276	115,6	0,020
	15	1	9,72	158,520	15,0	0,5	1,1	0,4515	0,184	0,034	0,771	81,264	239,784	115,6	0,019
	16	1	9,72	168,240	16,0	0,5	1,1	0,4445	0,184	0,034	0,771	80,001	248,241	115,6	0,018
	17	1	9,72	177,960	17,0	0,5	1,0	0,4372	0,184	0,034	0,771	78,701	256,661	115,6	0,017
	18	1	9,72	187,680	18,0	0,4	0,9	0,4298	0,184	0,034	0,771	77,372	265,052	115,6	0,016
	19	1	9,72	197,400	19,0	0,4	0,9	0,4224	0,184	0,034	0,771	76,023	273,423	115,6	0,015
	20	1	9,72	207,120	20,0	0,4	0,9	0,4148	0,184	0,034	0,771	74,663	281,783	115,6	0,014
	21	1	9,72	216,840	21,0	0,4	0,8	0,4072	0,184	0,034	0,771	73,300	290,140	115,6	0,013
	22	1	9,72	226,560	22,0	0,4	0,8	0,3997	0,184	0,034	0,771	71,938	298,498	115,6	0,012
	23	1	9,72	236,280	23,0	0,3	0,7	0,3921	0,184	0,034	0,771	70,584	306,864	115,6	0,012
	24	1	9,72	246,000	24,0	0,3	0,7	0,3847	0,184	0,034	0,771	69,242	315,242	115,6	0,011
	25	1	9,72	255,720	25,0	0,3	0,7	0,3773	0,184	0,034	0,771	67,917	323,637	115,6	0,011
	26	1	9,72	265,440	26,0	0,3	0,7	0,3701	0,184	0,034	0,771	66,610	332,050	115,6	0,010
														Total	0,428

Tableau V-2 : Résultats des tassements calculer on appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme

N° de couches	N°	Z (m)	γ (KN/m ³)	σ'_{vo} (KPa)	z'(m)	m	n	I	C _c	C _s	e ₀	$\Delta\sigma(z)$ (KPa)	$\sigma'_{v(z)}$ (KPa)	σ'_c (KPa)	ΔH (m)
couche 1	1	1,5	18,6	13,950	0,75	10,7	22,7	0,5000	0,2	0,029	0,8	110,383	124,333	126,8	0,023
	2	1	9,57	32,685	2,0	4,0	8,5	0,4998	0,2	0,029	0,8	110,342	143,027	126,8	0,015
	3	1	9,57	42,255	3,0	2,7	5,7	0,4994	0,2	0,029	0,8	110,242	152,497	126,8	0,017
	4	1	9,57	51,825	4,0	2,0	4,3	0,4985	0,2	0,029	0,8	110,053	161,878	126,8	0,018
	5	1	9,57	61,395	5,0	1,6	3,4	0,4971	0,2	0,029	0,8	109,752	171,147	126,8	0,020
Couche 2	6	1	9,72	71,040	6,0	1,3	2,8	0,4952	0,184	0,034	0,771	109,325	180,365	115,6	0,024
	7	1	9,72	80,760	7,0	1,1	2,4	0,4926	0,184	0,034	0,771	108,761	189,521	115,6	0,025
	8	1	9,72	90,480	8,0	1,0	2,1	0,4894	0,184	0,034	0,771	108,055	198,535	115,6	0,026
	9	1	9,72	100,200	9,0	0,9	1,9	0,4856	0,184	0,034	0,771	107,209	207,409	115,6	0,028
	10	1	9,72	109,920	10,0	0,8	1,7	0,4812	0,184	0,034	0,771	106,227	216,147	115,6	0,029
	11	1	9,72	119,640	11,0	0,7	1,5	0,4761	0,184	0,034	0,771	105,119	224,759	115,6	0,028
	12	1	9,72	129,360	12,0	0,7	1,4	0,4706	0,184	0,034	0,771	103,896	233,256	115,6	0,027
	13	1	9,72	139,080	13,0	0,6	1,3	0,4646	0,184	0,034	0,771	102,571	241,651	115,6	0,025
	14	1	9,72	148,800	14,0	0,6	1,2	0,4582	0,184	0,034	0,771	101,157	249,957	115,6	0,023
	15	1	9,72	158,520	15,0	0,5	1,1	0,4515	0,184	0,034	0,771	99,670	258,190	115,6	0,022
	16	1	9,72	168,240	16,0	0,5	1,1	0,4445	0,184	0,034	0,771	98,122	266,362	115,6	0,021
	17	1	9,72	177,960	17,0	0,5	1,0	0,4372	0,184	0,034	0,771	96,527	274,487	115,6	0,020
	18	1	9,72	187,680	18,0	0,4	0,9	0,4298	0,184	0,034	0,771	94,897	282,577	115,6	0,018
	19	1	9,72	197,400	19,0	0,4	0,9	0,4224	0,184	0,034	0,771	93,243	290,643	115,6	0,017
	20	1	9,72	207,120	20,0	0,4	0,9	0,4148	0,184	0,034	0,771	91,575	298,695	115,6	0,017
	21	1	9,72	216,840	21,0	0,4	0,8	0,4072	0,184	0,034	0,771	89,902	306,742	115,6	0,016
	22	1	9,72	226,560	22,0	0,4	0,8	0,3997	0,184	0,034	0,771	88,232	314,792	115,6	0,015
	23	1	9,72	236,280	23,0	0,3	0,7	0,3921	0,184	0,034	0,771	86,571	322,851	115,6	0,014
	24	1	9,72	246,000	24,0	0,3	0,7	0,3847	0,184	0,034	0,771	84,926	330,926	115,6	0,013
	25	1	9,72	255,720	25,0	0,3	0,7	0,3773	0,184	0,034	0,771	83,300	339,020	115,6	0,013
	26	1	9,72	265,440	26,0	0,3	0,7	0,3701	0,184	0,034	0,771	81,698	347,138	115,6	0,012
														Total	0,525

Tableau V-3 : Résultats des tassements calculer on appliquant la charge du remblai, la charge des couches de forme et la charge d'exploitation

N° de couches	N°	Z (m)	γ (KN/m ³)	σ'_{vo} (KPa)	z'(m)	m	n	I	C _c	C _s	e ₀	$\Delta\sigma(z)$ (KPa)	σ'_{vz} (KPa)	σ'_c (KPa)	ΔH (m)
couche 1	1	1,5	18,6	13,950	0,75	10,7	22,7	0,5000	0,2	0,029	0,8	120,372	134,322	126,8	0,027
	2	1	9,57	32,685	2,0	4,0	8,5	0,4998	0,2	0,029	0,8	120,328	153,013	126,8	0,019
	3	1	9,57	42,255	3,0	2,7	5,7	0,4994	0,2	0,029	0,8	120,219	162,474	126,8	0,020
	4	1	9,57	51,825	4,0	2,0	4,3	0,4985	0,2	0,029	0,8	120,013	171,838	126,8	0,021
	5	1	9,57	61,395	5,0	1,6	3,4	0,4971	0,2	0,029	0,8	119,685	181,080	126,8	0,022
Couche 2	6	1	9,72	71,040	6,0	1,3	2,8	0,4952	0,184	0,034	0,771	119,219	190,259	115,6	0,027
	7	1	9,72	80,760	7,0	1,1	2,4	0,4926	0,184	0,034	0,771	118,604	199,364	115,6	0,028
	8	1	9,72	90,480	8,0	1,0	2,1	0,4894	0,184	0,034	0,771	117,834	208,314	115,6	0,029
	9	1	9,72	100,200	9,0	0,9	1,9	0,4856	0,184	0,034	0,771	116,911	217,111	115,6	0,030
	10	1	9,72	109,920	10,0	0,8	1,7	0,4812	0,184	0,034	0,771	115,841	225,761	115,6	0,031
	11	1	9,72	119,640	11,0	0,7	1,5	0,4761	0,184	0,034	0,771	114,632	234,272	115,6	0,030
	12	1	9,72	129,360	12,0	0,7	1,4	0,4706	0,184	0,034	0,771	113,299	242,659	115,6	0,028
	13	1	9,72	139,080	13,0	0,6	1,3	0,4646	0,184	0,034	0,771	111,853	250,933	115,6	0,027
	14	1	9,72	148,800	14,0	0,6	1,2	0,4582	0,184	0,034	0,771	110,312	259,112	115,6	0,025
	15	1	9,72	158,520	15,0	0,5	1,1	0,4515	0,184	0,034	0,771	108,690	267,210	115,6	0,024
	16	1	9,72	168,240	16,0	0,5	1,1	0,4445	0,184	0,034	0,771	107,002	275,242	115,6	0,022
	17	1	9,72	177,960	17,0	0,5	1,0	0,4372	0,184	0,034	0,771	105,262	283,222	115,6	0,021
	18	1	9,72	187,680	18,0	0,4	0,9	0,4298	0,184	0,034	0,771	103,485	291,165	115,6	0,020
	19	1	9,72	197,400	19,0	0,4	0,9	0,4224	0,184	0,034	0,771	101,681	299,081	115,6	0,019
	20	1	9,72	207,120	20,0	0,4	0,9	0,4148	0,184	0,034	0,771	99,862	306,982	115,6	0,018
	21	1	9,72	216,840	21,0	0,4	0,8	0,4072	0,184	0,034	0,771	98,038	314,878	115,6	0,017
	22	1	9,72	226,560	22,0	0,4	0,8	0,3997	0,184	0,034	0,771	96,217	322,777	115,6	0,016
	23	1	9,72	236,280	23,0	0,3	0,7	0,3921	0,184	0,034	0,771	94,406	330,686	115,6	0,015
	24	1	9,72	246,000	24,0	0,3	0,7	0,3847	0,184	0,034	0,771	92,611	338,611	115,6	0,014
	25	1	9,72	255,720	25,0	0,3	0,7	0,3773	0,184	0,034	0,771	90,838	346,558	115,6	0,014
	26	1	9,72	265,440	26,0	0,3	0,7	0,3701	0,184	0,034	0,771	89,091	354,531	115,6	0,013
														Total	0,574

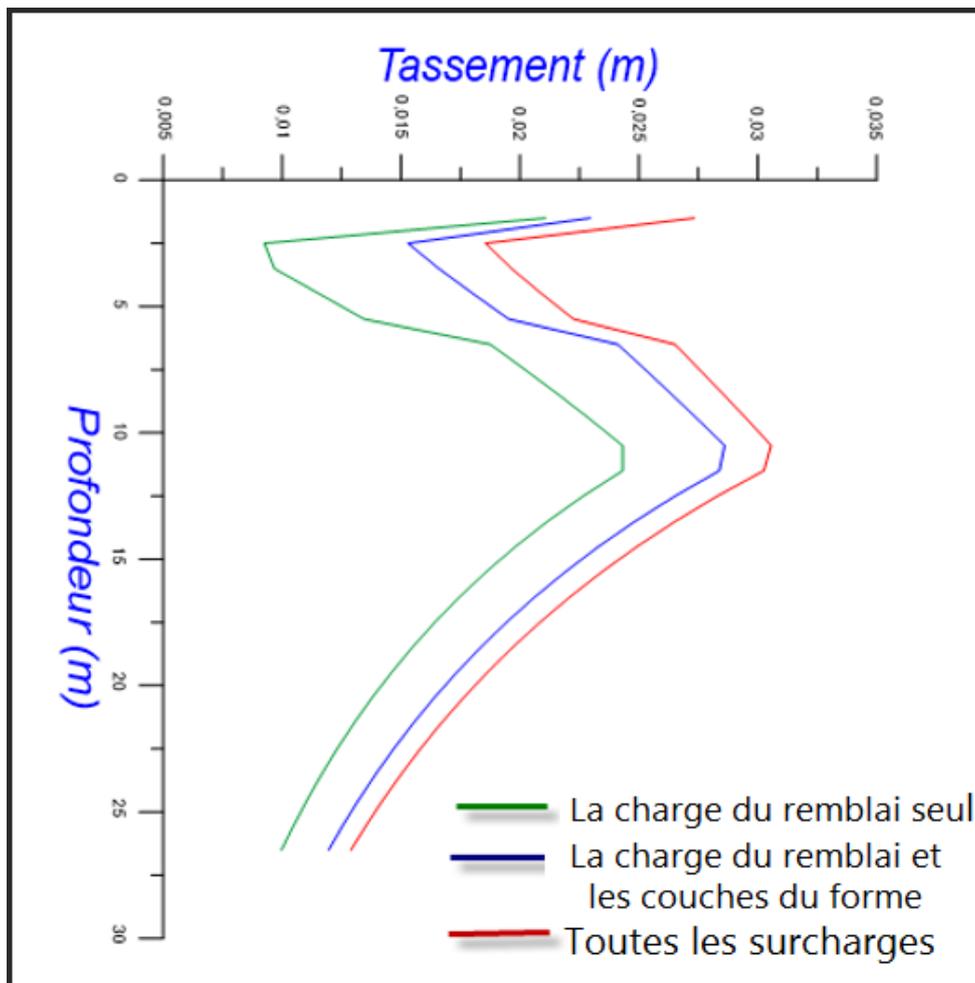


Figure V-4 : Tassement des couches du sol sous les différentes surcharges

Remarque :

On remarque que les tassements obtenus sous le remblai trapézoïdal et les couches de forme de la route ainsi que les surcharges apportées par les véhicules sont importants et les résultats se rapprochant.

V.5 Calcul des tassements par la méthode pressiométrique

Ménard a proposé la formule empirique suivante pour le calcul de tassement final S_f d'une couche du sol chargée en surface par une fondation de diamètre ou de largeur B :

$$S_f = S_d + S_c \tag{V-12}$$

Avec :

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} \cdot (q' - \sigma'_{v_0}) \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha \tag{V-13}$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} \cdot (q' - \sigma'_{v_0}) \cdot \lambda_c \cdot B \tag{V-14}$$

D'ou :

S_c : Tassement sphérique ;

S_d : Tassement déviatorique ;

q' : Contrainte effective appliquée par l'ouvrage ;

B_0 : Largeur de référence = 0.60 m ;

σ'_{v_0} : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation ;

α : Coefficient rhéologique du sol donné par le tableau (V-4) ;

λ_c et λ_d : Coefficients de forme, on fonction du rapport L/B donnée par le tableau (V-5) ;

E_c et E_d : Sont des modules équivalents donnés par les formules suivantes :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5E_{6-8}} + \frac{1}{2,5E_{9-16}}$$

1. Si E_9 a E_{16} ne sont pas connues il est calculé comme suite :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5E_{6-8}}$$

2. Si E_6 a E_8 ne sont pas connues il est calculé comme suite :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

E_{ij} : La moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i et j.

$E_C = E_1$: Moyenne harmonique des modules dans la tranche d'épaisseur $\frac{B}{2}$ située immédiatement sous la fondation.

Le calcul du tassement par la méthode pressiométrique nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation voir la figure (V-6).

Tableau V-4 : Valeurs du Coefficient α selon Menard. [13]

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m/P_1	α								
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré et remanié	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

Tableau V-5 : Valeurs des coefficients de forme. [13]

L/B	cercle	1	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

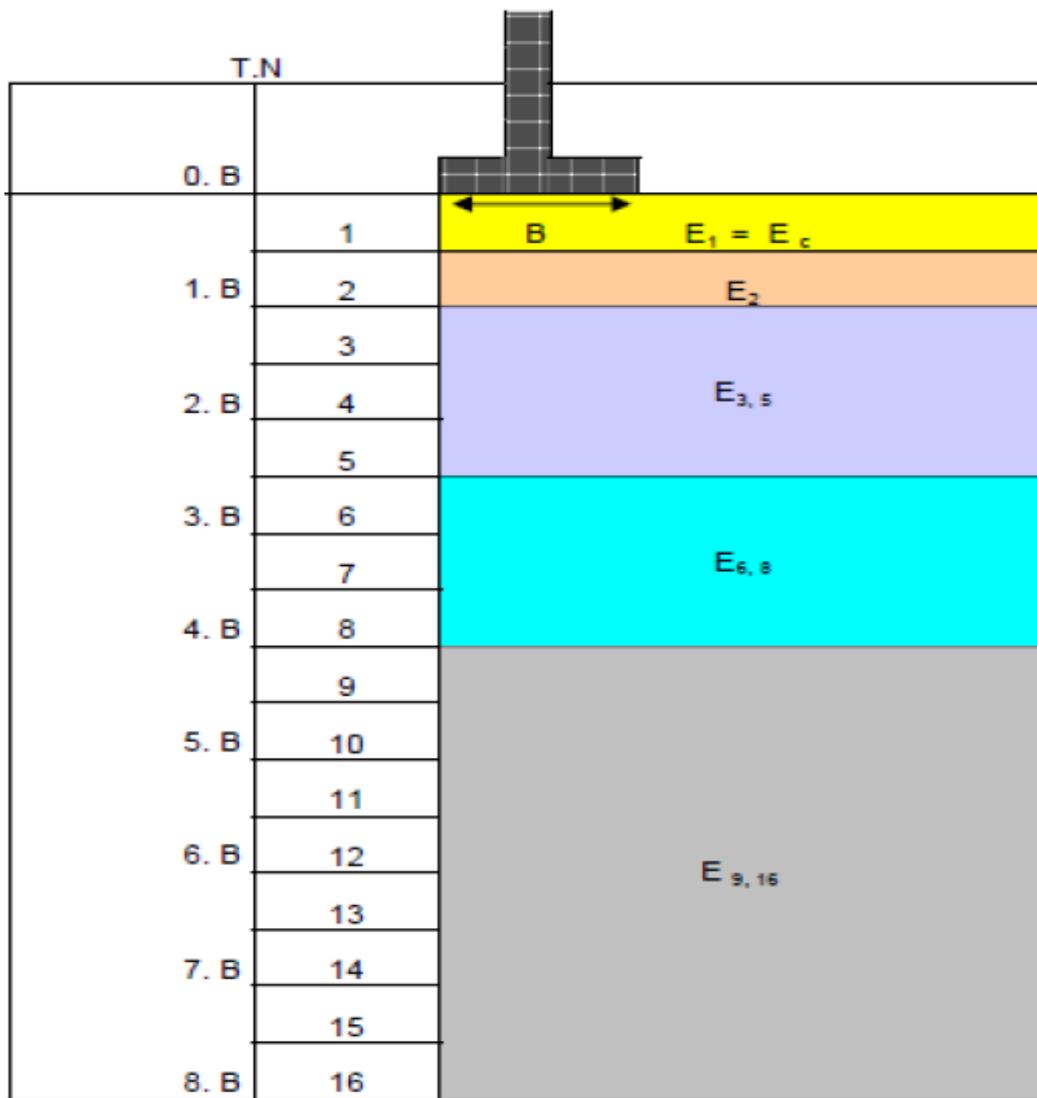


Figure V-5 : Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode Pressiométrique.

Application :

1. Calcul des modules pressiométrique harmonique :

$$\frac{13}{E_1} = \frac{1}{3,84} + \frac{1}{25,6} + \frac{1}{9,04} + \frac{1}{2,79} + \frac{1}{3,72} + \frac{1}{5,64} + \frac{1}{12,2} + \frac{1}{6,55} + \frac{1}{6,76} + \frac{1}{6,76} + \frac{1}{6,76} + \frac{1}{6,76} + \frac{1}{6,76}$$

$$E_1 = E_c = 6 \text{ bars}$$

$$\frac{13}{E_2} = \frac{1}{9,03} + \frac{1}{41,8} + \frac{1}{10,6} + \frac{1}{9,62} + \frac{1}{4,94} + \frac{1}{6,02} + \frac{1}{10,1} + \frac{1}{9,11} + \frac{1}{16,8} + \frac{1}{16,8} + \frac{1}{16,8} + \frac{1}{16,8} + \frac{1}{16,8}$$

$$E_2 = 10,76 \text{ bars}$$

$$E_{3,5} = 500 \text{ bars}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{6} + \frac{1}{0,85 \cdot 10,76} + \frac{1}{500}$$

$$E_d = 11,51 \text{ bars}$$

2. Calcul du tassement

$$S_d = \frac{2}{9.11,51} \cdot (1,104 - 0,18) \cdot 0,6 \cdot \left(1,5 \cdot \frac{2,6}{0,6}\right)^{0,5} = 11,47 \text{ cm}$$

$$S_c = \frac{0,5}{9,6} \cdot (1,104 - 0,18) \cdot 1,5 \cdot 2,6 = 33,36 \text{ cm}$$

$$S_f = 11,47 + 33,36 = 44,83 \text{ cm}$$

Tableau V-6 : Valeur du tassement à partir du préssiomètre.

E_c (bars)	E_d (bars)	λ_c	λ_d	α	σ'_{v_0} (bars)	q' (bars)	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
6	11,51	1,5	2,65	0,5	0,18	1,104	33,36	11,47	44,83

V.6 Calcul du temps de consolidation (t)

On veut calculer le temps de consolidation t à un degré de consolidation $U_v = 90\%$.

On a :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad \Rightarrow \quad t = \frac{T_v \cdot H^2}{c_v} \quad (\text{V-15})$$

Avec :

T_v : Si le facteur temps donné à un degré de consolidation U_v , en le détermine dans le (Tableau III-1),

$$t = \frac{0,85 \cdot (13 \cdot 10^2)^2}{3,99 \cdot 10^{-3}} = 11,57 \text{ ans, Si le temps nécessaire pour que le sol soit compressé à } 90\%.$$

Remarque :

Les tassements calculés par la méthode œdométrique sur le sol vierge ont été évalués sous les contraintes appliquées par la structure de la chaussée souple et le remblai trapézoïdal. On a obtenu un tassement important de l'ordre 60 cm.

Ainsi on remarque qu'il y a un écart avec la méthode pressiométrique, ou on a obtenu un tassement de l'ordre 45 cm.

Etant donné qu'on n'est pas dans le cas de tassement uniforme admissible, nous concluons qu'il est préférable de procéder au renforcement du sol soit par des drains verticaux au par des colonnes ballastées, dans le but de réduire l'ampleur des tassements et d'accélérer le processus de consolidation du sol, et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

V.7 Calcul du tassement après le renforcement du sol avec un réseau de drains verticaux

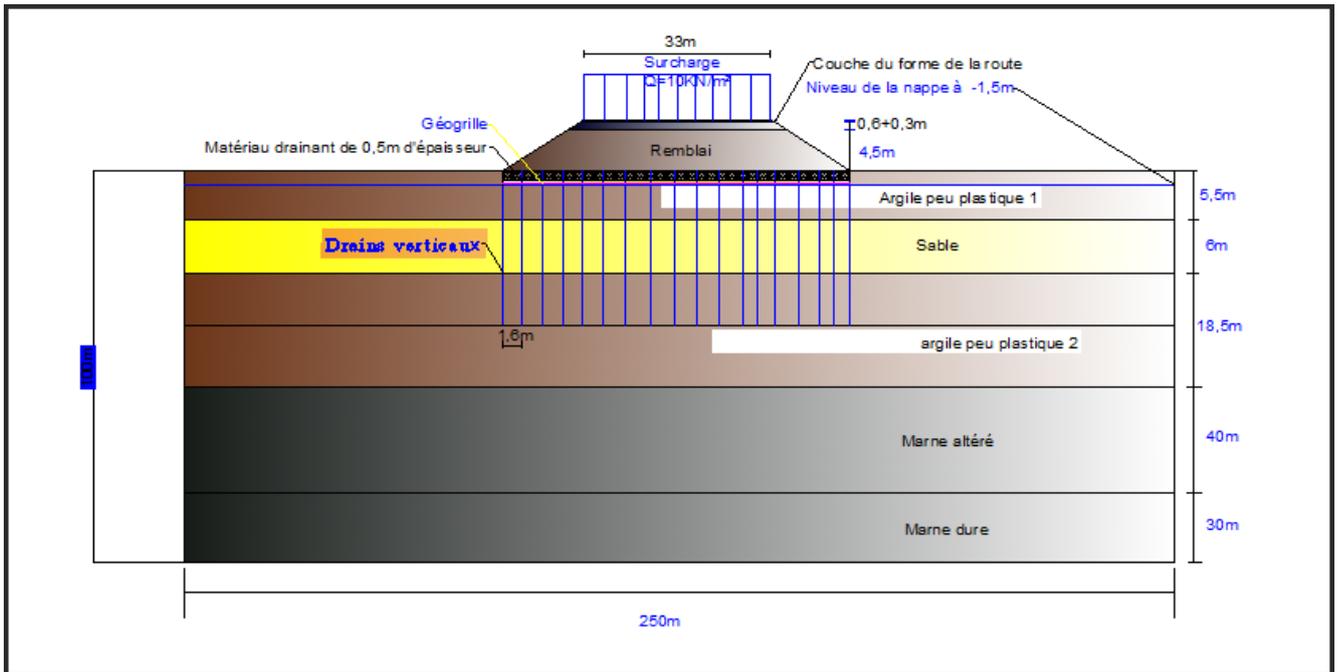


Figure V-6 : Géométrie de disposition des drains verticaux dans le sol a renforcée

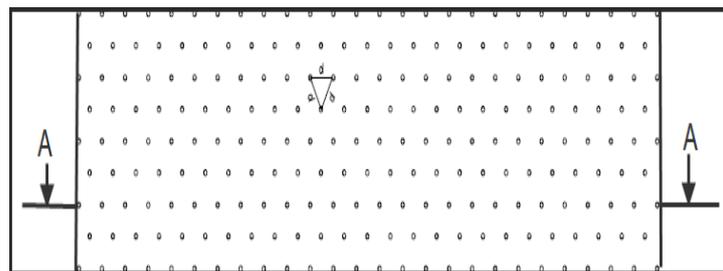


Figure V-7 : Plan de répartition des drains verticaux

1. Calcul du tassement à un temps donné (t=12mois)

$$S(t) = S_{\infty} [1 - \alpha \cdot e^{-ct}], \text{ (Formule d'Aldrich et Johnson, 1972).} \quad \text{(V-16)}$$

Avec :

S_{∞} : Tassement final de la consolidation primaire,

Le coefficient α vaut $\frac{8}{\pi^2}$ dans le cas général et 1 dans le cas d'une consolidation purement radiale,

C : Vitesse de consolidation du sol,

L'expression de C est la suivante, en cas de consolidation radiale et verticale :

$$C = \frac{8c_r}{D_e^2 F_{(n)}} + \frac{\pi^2 c_v}{4 H^2}$$

Avec :

D_e : Diamètre de la zone d'influence des drains,

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$n = \frac{D_e}{d}$$

Tableau V-7 : Résultats des tassements calculé après le renforcement par des drains verticaux.

paramètre	c_r	c_v	D	d	n	F(n)	H	C	S_∞	S(t)
Unité	$\frac{m^2}{s}$	$\frac{m^2}{s}$	m	m	-	-	m	s^{-1}	m	m
t=12mois	$4,788 \cdot 10^{-7}$	$3,99 \cdot 10^{-7}$	1,68	0,064	26,25	3,9	16	$3,50 \cdot 10^{-7}$	0,58	0,103

V.8 Calcul du tassement après le renforcement avec des colonnes ballastées

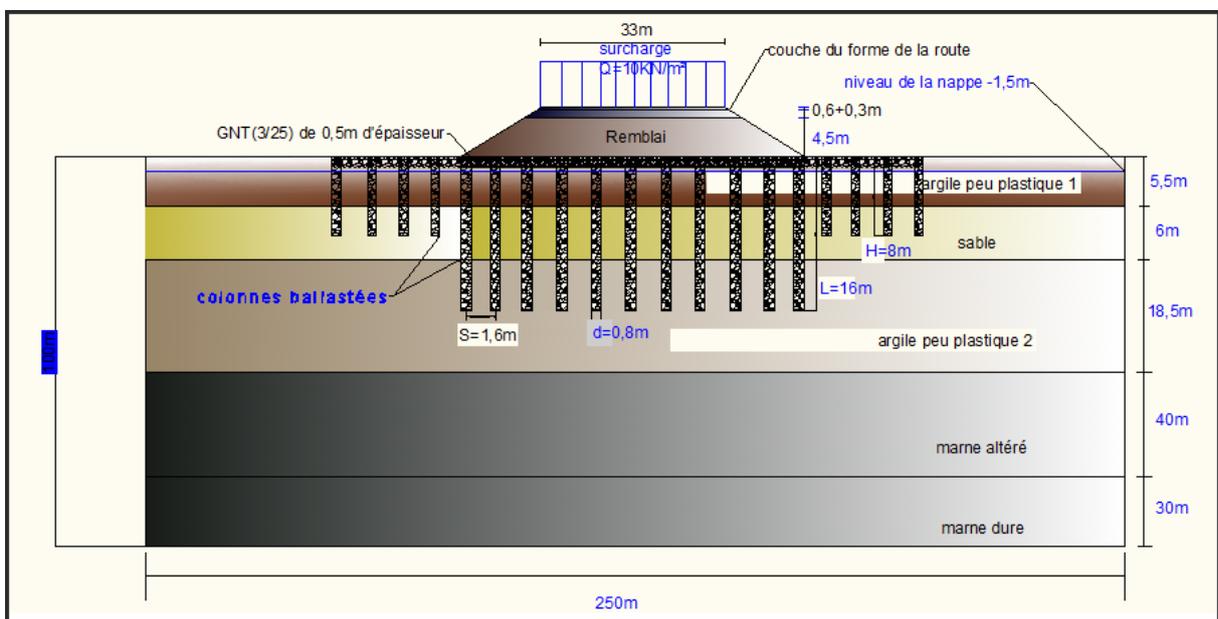


Figure V-8 : Géométrie de disposition des colonnes ballastées dans les couches du sol.

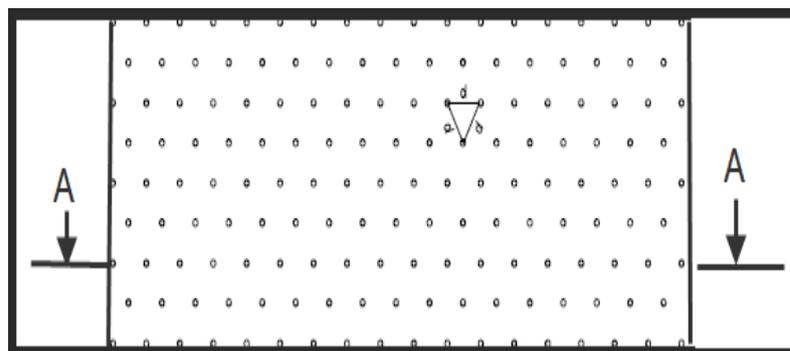


Figure V-9 : Vue en plan de répartition des colonnes ballastées.

Le calcul du tassement par la méthode de Priebe est effectué en utilisant les modules de déformation déterminés à partir de l'essai pressiométrique en considérant un module de déformation des colonnes de 600 bars.

Les résultats obtenus sont représentée dans le (tableau V-8), pour un maillage de $1,60 \times 1,60 \text{ m}^2$ et le diamètre des colonnes et de 80 cm.

Tableau V-8 : Résultats des tassements calculé après renforcement avec des colonnes ballastées

Profondeur (m)	σ_1 (bars)	σ_0 (bars)	E_s (bars)	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[\frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{\alpha}$	$f(\theta_p, \bar{\alpha})$	β_1	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	γ	f_d	β_2	ΔH (m)
0-1,5	0,139	1,204	20	30	0,142	0,241	0,875	2,35	0,115	0,569	1,07	2,51	0,035
1,5-2,5	0,326	1,203	20	30	0,142	0,241	0,875	2,35	0,27	0,569	1,17	2,76	0,021
2,5-3,5	0,422	1,202	20	30	0,142	0,241	0,875	2,35	0,351	0,569	1,25	2,95	0,02
3,5-4,5	0,518	1,2	20	30	0,142	0,241	0,875	2,35	0,431	0,569	1,32	3,11	0,019
4,5-5,5	0,613	1,197	20	30	0,142	0,241	0,875	2,35	0,512	0,569	1,41	3,31	0,018
5,5-6,5	0,701	1,192	18,3	32,78	0,098	0,244	0,867	2,37	0,588	0,573	1,5	3,56	0,018
6,5-7,5	0,781	1,186	18,3	32,78	0,098	0,244	0,867	2,37	0,658	0,573	1,6	3,8	0,017
7,5-8,5	0,861	1,178	18,3	32,78	0,098	0,244	0,867	2,37	0,73	0,573	1,71	4,07	0,016
8,5-9,5	0,941	1,169	18,3	32,78	0,098	0,244	0,867	2,37	0,804	0,573	1,85	4,39	0,014
9,5-10,5	1,021	1,158	18,3	32,78	0,098	0,244	0,867	2,37	0,881	0,573	2	4,78	0,013
10,5-11,5	1,101	1,146	18,3	32,78	0,098	0,244	0,867	2,37	0,96	0,573	2,22	5,26	0,012
11,5-12,5	1,19	1,133	22	27,27	0,169	0,239	0,88	2,33	1,05	0,571	2,49	5,81	0,009
12,5-13,5	1,287	1,118	22	27,27	0,169	0,239	0,88	2,33	1,115	0,571	2,91	6,79	0,008
13,5-14,5	1,384	1,103	22	27,27	0,169	0,239	0,88	2,33	1,254	0,571	3,52	8,2	0,006
14,5-15,5	1,482	1,087	22	27,27	0,169	0,239	0,88	2,33	1,363	0,571	4,51	10,5	0,005
15,5-16,5	1,573	1,07	22	27,27	0,169	0,239	0,88	2,33	1,47	0,571	6,22	14,5	0,003
16,5-26,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,167
												Total	0,401

V.9 Conclusion

D'après les résultats obtenus dans les calculs des tassements du sol sous la chaussée souple, qui représente une contrainte maximale de 1,204 bars, on remarque que :

Avant le traitement (sol vierge) les tassements obtenus est de l'ordre de 60 cm, ce qui signifie que le sol a des mauvaises caractéristiques et de faible portance. D'où la nécessité de prévoir une méthode pour le traiter, afin de réduire les tassements ainsi que le temps de consolidation et d'augmenter la capacité portante, pour qu'il puisse supporter les charges qu'ils lui sont appliquées.

Le tassement calculé après le traitement du sol par des drains verticaux, sous la chaussée souple pour une contrainte maximale de 1,204 bars est de l'ordre de 10 cm pour un temps donnée $t = 12$ mois et un degré de consolidation $U = 90\%$. Ces résultats sont obtenu en utilisant les paramètres œdométriques et les caractéristiques de drains.

Le tassement total du sol traité par des colonnes ballastées, sous la chaussée souple pour une contrainte maximale de 1,204 bars en considérant un module de déformation des colonnes de 600 bars, est de 40,1 cm sur une profondeur de 30 m. Le tassement obtenu sur la profondeur traitée de 16 m est de 23,6 cm. Ces résultats sont obtenus en appliquant la méthode de Priebe.

CHAPITRE VI

Analyse numérique par EF

VI.1 Introduction

Le développement de la technologie et de l'informatique, permet aux ingénieurs, de traiter les problèmes des structures de génie civil et de prévoir les déformations et les désordres qui peuvent nuire à l'ouvrage, et de prévoir une solution au problème.

Parmi ces programmes les plus utilisés, on trouve Plaxis, qui est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics des Pays-Bas. Son objectif est de donner aux géotechniciens qui ne sont pas des numériciens un outil permettant des analyses pratiques de la géotechnique.

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation du logiciel, et la modélisation bidimensionnelle du sol sous différents états vierge et renforcé par des drains verticaux et des colonnes ballastées.

VI.2 Présentation de logicielle

VI.2.1 Fonction et domaine d'application

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plane ou axisymétrique.

VI.2.2 Les modèles des matériaux

Plaxis propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivants :

1. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope : $\sigma = E \cdot \varepsilon$ le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . 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 (fondation).

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 ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ .

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

Dans l'espace des contraintes principales effectives, σ'_1 , σ'_2 et σ'_3 la surface est définie par une fonction de charge F , qui est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$. L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$F(\sigma'_{i,j}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2C \cos \varphi' = 0 \quad (\text{VI-1})$$

σ'_1, σ'_3 Représentent les contraintes principales extrêmes, telle que : $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$.

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{i,j}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (\text{VI-2})$$

Lorsque les angles φ' et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (\text{VI-3})$$

La quantité $\frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ caractérise la variation volumique au cours de la phase plastique, c'est pour cette raison que ψ est appelée la dilatance.

3. Modèle de Cambridge (Camy-Clay)

Ils permettent de simuler le comportement des sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ces modèles s'appliquent très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Ils sont basés sur quatre éléments principaux :

1. Etude de l'essai de compression isotrope ;
2. Le concept d'état critique ;
3. Une relation contrainte dilatance ;
4. La règle de normalité pour les déformations plastiques.

L'équation de la surface de charge est identique à celle du potentiel plastique :

$$F(P, q, P_c) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{P_c}{P} = 0 \quad (\text{VI-4})$$

La contrainte est liée à la dilatance par la formule suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2\frac{q}{p}} \quad (\text{VI-5})$$

VI.2.3 Type de comportement des matériaux

En principe, dans Plaxis, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, Plaxis offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

1. Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
2. Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.
3. Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

VI.2.4 Les différentes étapes de modélisation

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

1. La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et du type de chargement se fait dans le sous-programme 'Input'.

2. Le sous-programme ‘calculations’ permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.
3. La visualisation des résultats est donné par le sous-programme ‘output’, qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte des iso-valeurs etc...).
4. Le sous-programme ‘curves’ permet d’avoir les courbes de déformations d’un point choisis.

VI.3 Modèle du profile sans renforcement (sol vierge)

D'après les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisé sur le site de la construction de la route, nous avons utilisé dans la modélisation les paramètres donnés dans les tableaux (VI-1 et VI-2), avec le modèle de Mohr-Coulomb et un comportement drainé.

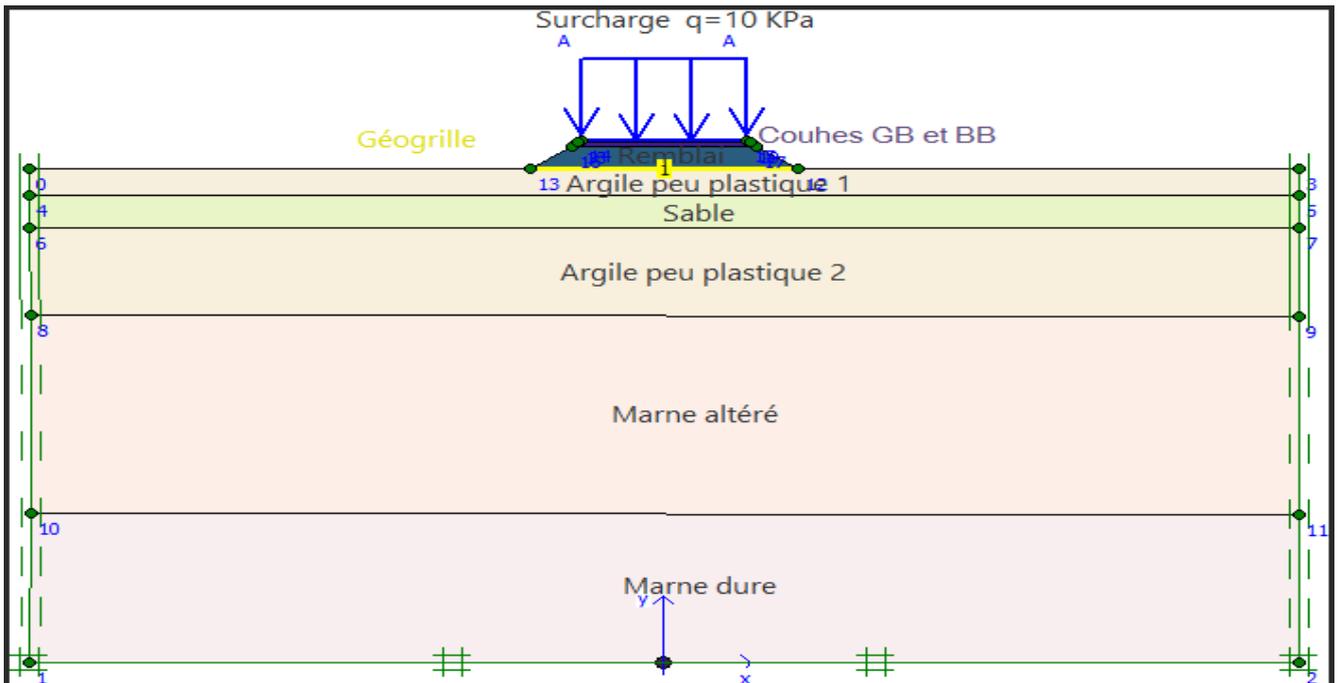


Figure VI-1 : Géométrie du problème sol vierge.

Les caractéristiques des couches du sol.

Tableau VI-1 : Caractéristiques des couches de sol à modéliser.

N° de couche	Nature du sol	Épaisseur (m)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)	ν	E_{ref} (KPa)	C'_{ref} (KPa)	$\phi' ^\circ$	$\Psi ^\circ$
01	Argile peu plastique 1	0-5,5	19,57	18,6	0,33	2000	17	13	0
02	sable	5,5-12	18	18	0,33	1830	1	30	0
03	Argile peu plastique 2	12-30	19,72	19,4	0,35	2200	43	15	0
04	Marne altérée	30-70	21,6	21,6	0,35	3000	45	23	0
05	Marne dure	70-100	22	22	0,4	5000	100	28	0

Les caractéristiques des couches de forme de la route à construire.

Tableau VI-2 : Caractéristiques des couches de forme de la route.

N ° de couche	Type de couche	Epaisseur (m)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)	ν	E_{ref} (KPa)	C'_{ref} (KPa)	$\phi' ^\circ$	$\Psi ^\circ$
01	Remblai	4,5	20	20	0,4	50000	5	30	0
02	GB 3	0,6	22	22	0,35	5,4 E+6	10	40	10
03	BB	0,3	24	24	0,3	9,3 E+6	100	30	0

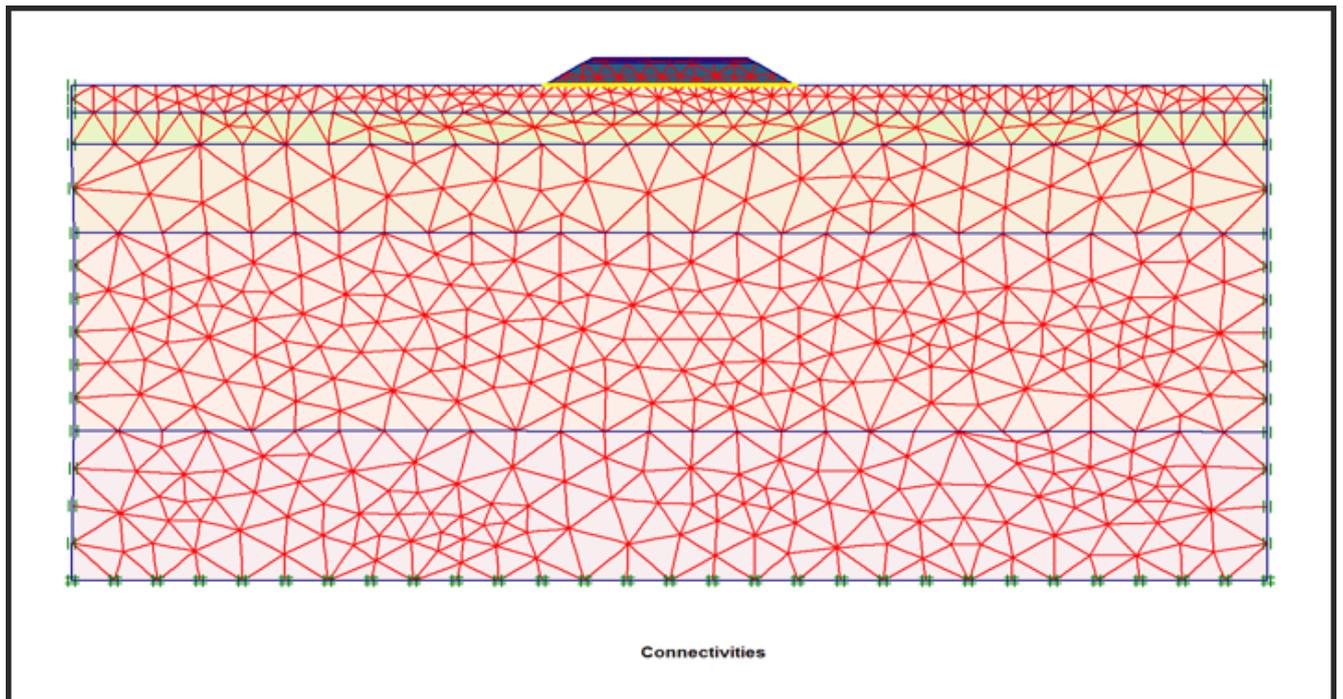


Figure VI-2 : Maillage en EF du problème en déformations planes.

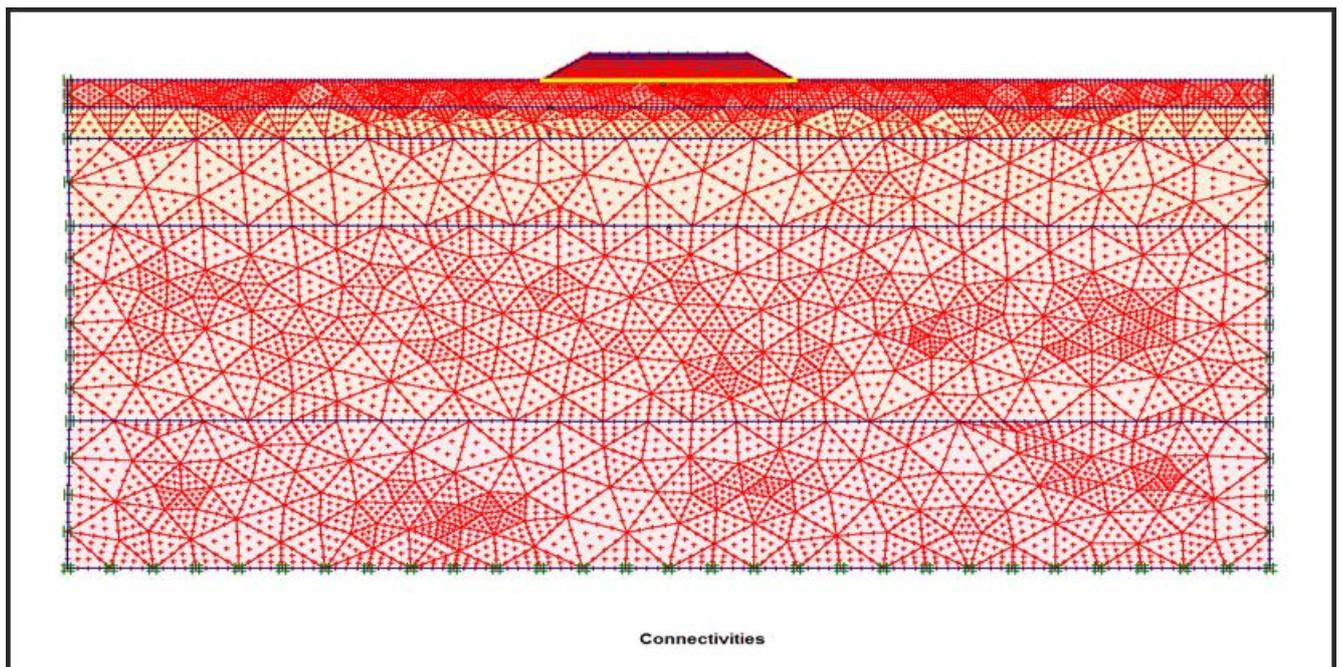


Figure VI-3 : Maillage plus raffinée.

La figure suivante nous indique le niveau de la nappe phréatique dans la zone étudié.



Figure VI-4 : Niveau de la nappe phréatique.

Les déplacements totaux observés dans les différentes couches du sol.

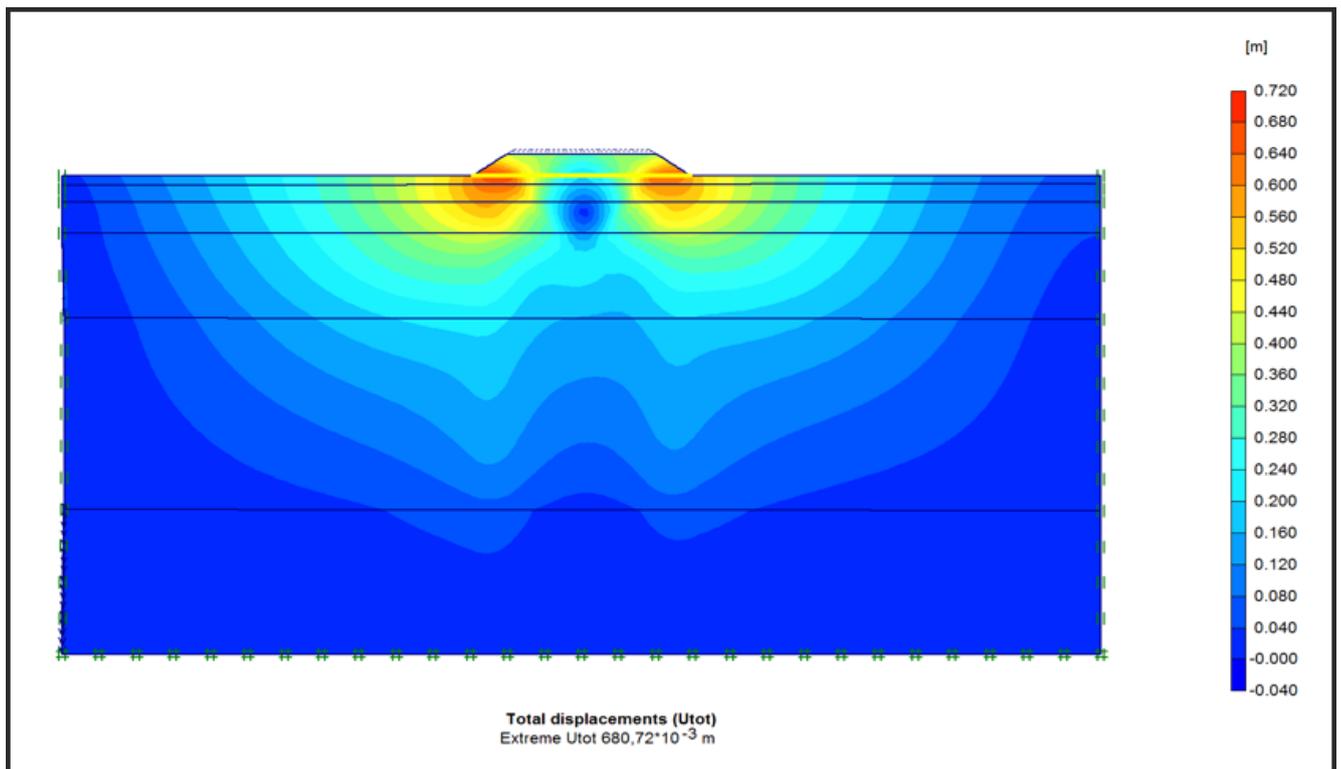


Figure VI-5 : Isovaleurs des déplacements du sol vierge.

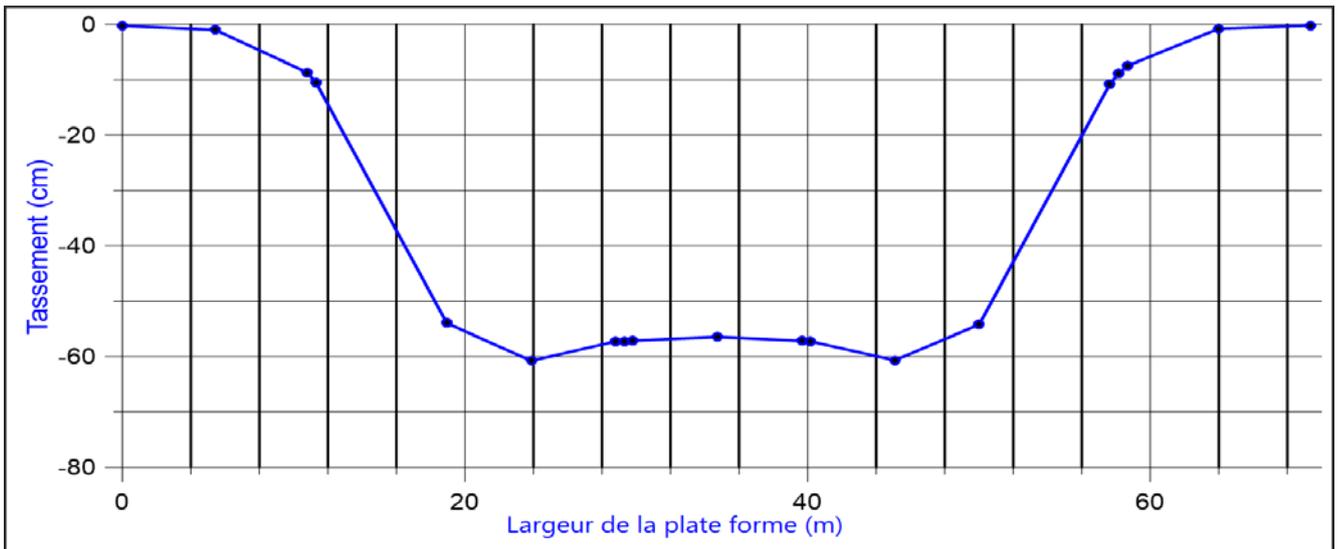


Figure VI-6 : Cuvette du tassement (sol vierge).

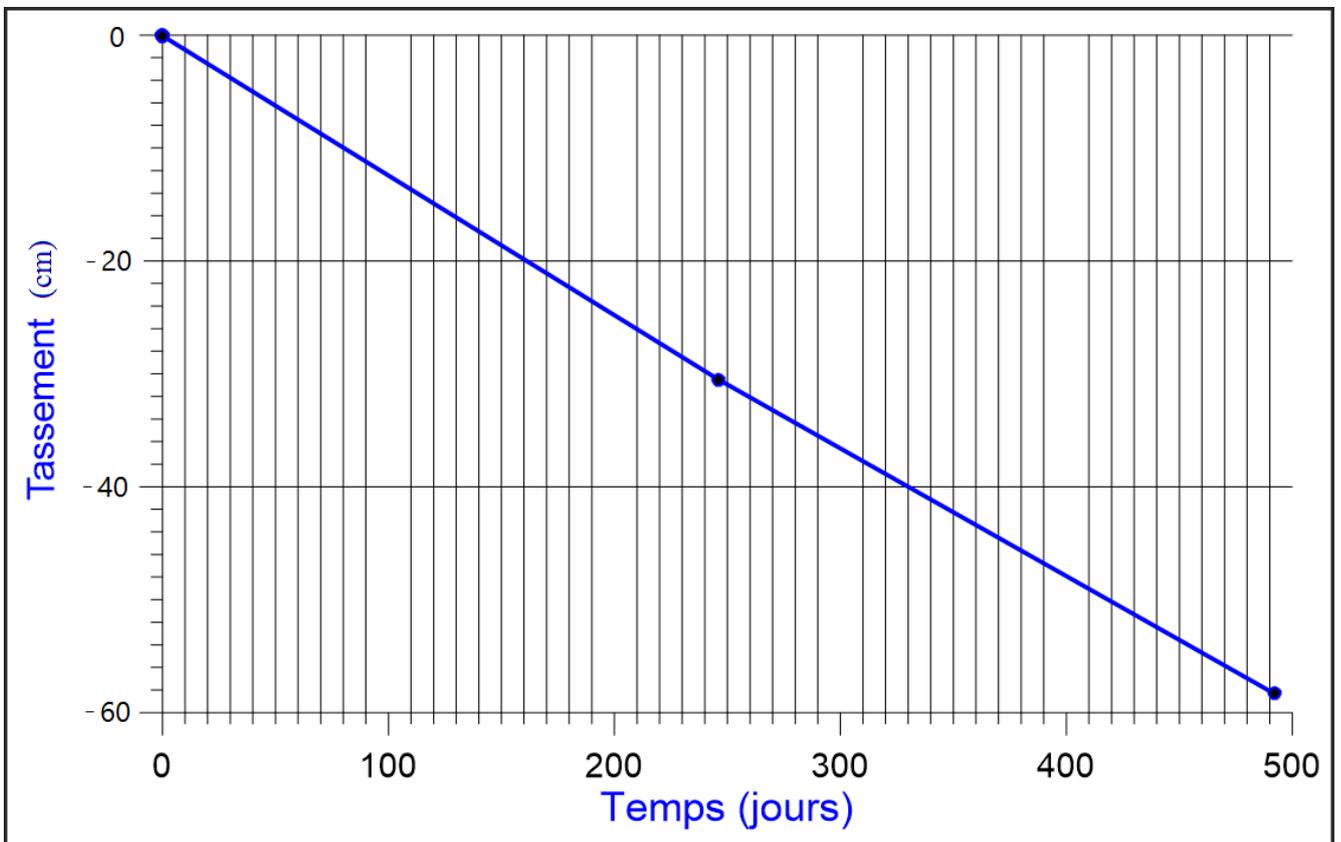


Figure VI-7 : Variation des tassements en fonction du temps (sol vierge).

Discussion des résultats :

D'après les trois figures, nous remarquons que les quasi-totalités des tassements se produisent dans les couches superficielles, qui sont de très forte compressibilité.

Il ressort de la cuvette du tassement obtenu que les tassements se produisant au-dessous de la plateforme de la route et le tassement maximum observé est de 60 cm.

La figure (VI-7), montre la variation des tassements (cas de sol vierge) en fonction du temps.

En comparant le tassement trouvé avec celui calculé analytiquement, ils sont très proches.

VI.4 Modèle du profil renforcé par des drains verticaux

Les caractéristiques des drains utilisés sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des drains utilisés.

caractéristiques	H	b	a	L	K_h	K_v	Q_w
unité	m	mm	mm	m	$\frac{m}{s}$	$\frac{m}{s}$	$\frac{m^2}{s}$
valeur	16	95	5	1,6	0,05	0,05	8.10^{-4}

Avec :

b : Largeur de drain plat = 9,5 cm ;

a : Epaisseur de drain plat = 0,5 cm ;

L : Espacement entre les drains ;

H : longueur du drain ;

K_h et K_v : Perméabilité horizontal et verticale du drain ;

Q_w : Capacité de décharge du drain.

Le modèle est composé de trois phases :

1. La première phase : Mise en place des drains verticaux et l'activation de la charge du remblai qui est de 0,94 bars.
2. La deuxième phase : activation la charge des couches de forme de la route qui est de 0,204 bars.
3. La troisième phase : activation de la surcharge supplémentaire (la charge d'exploitation qui est de 0,10 bars).

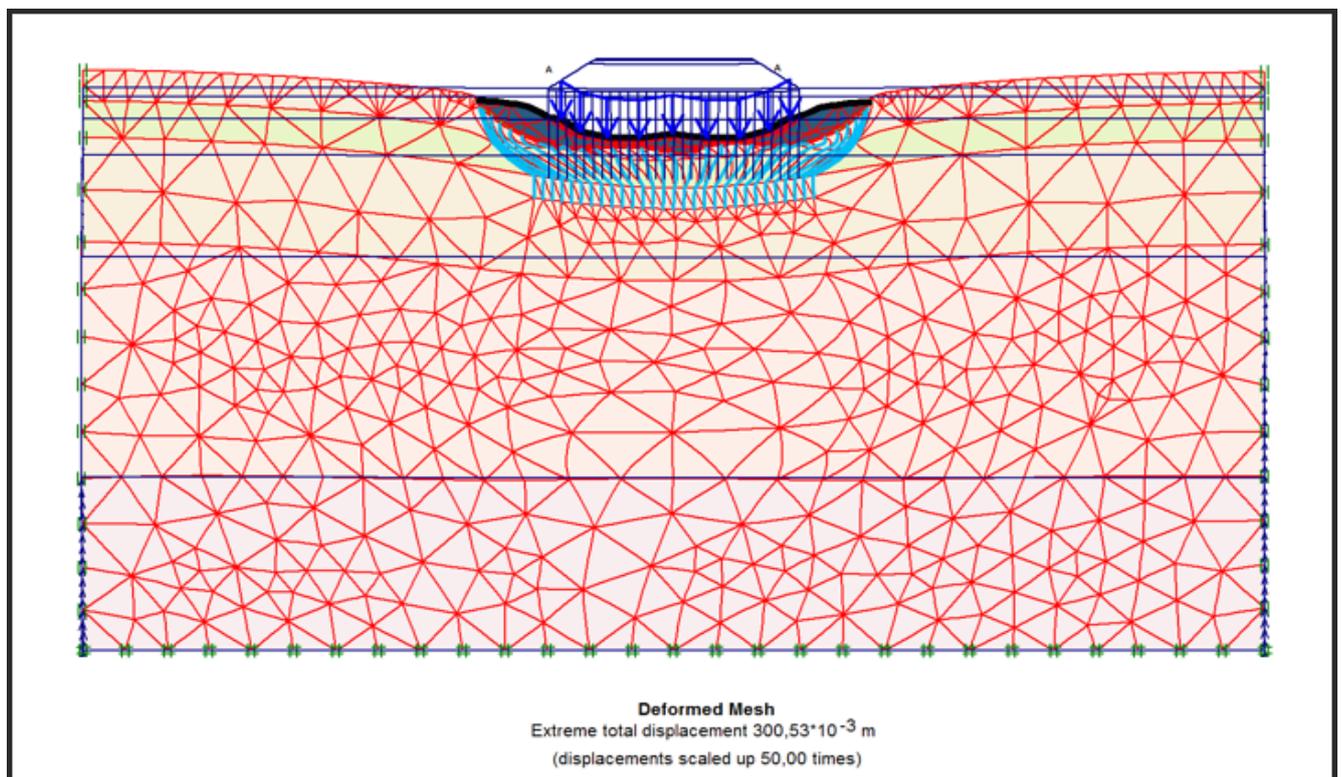


Figure VI-8 : Déformation de maillage après renforcement par des drains verticaux.

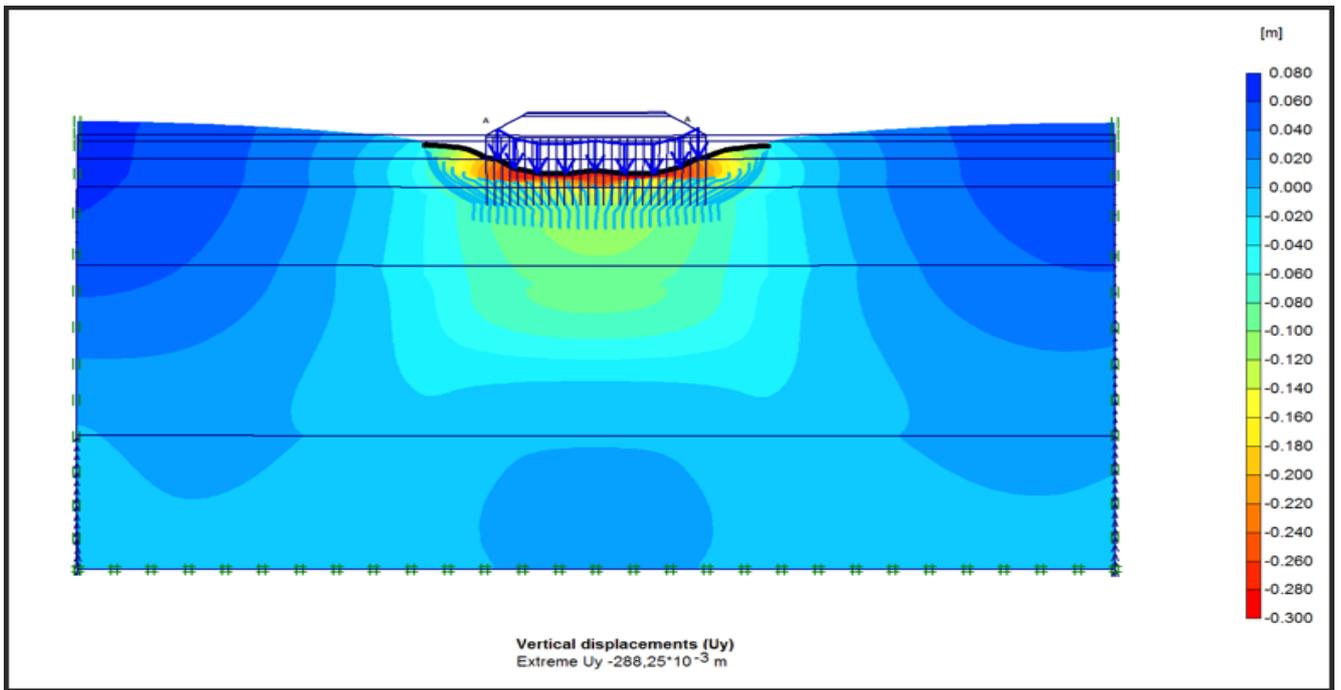


Figure VI-9 : Isovaleurs des déplacements après renforcement par des drains verticaux.

Graphes :

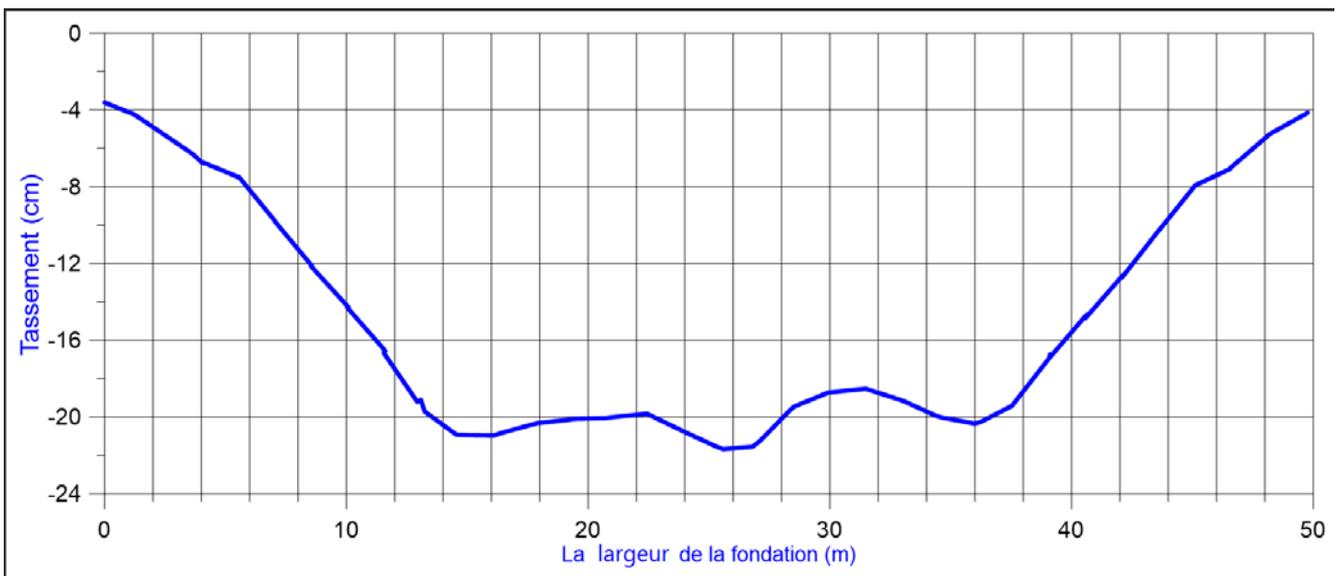


Figure VI-10 : Cuvette du tassement après renforcement par des drains verticaux.

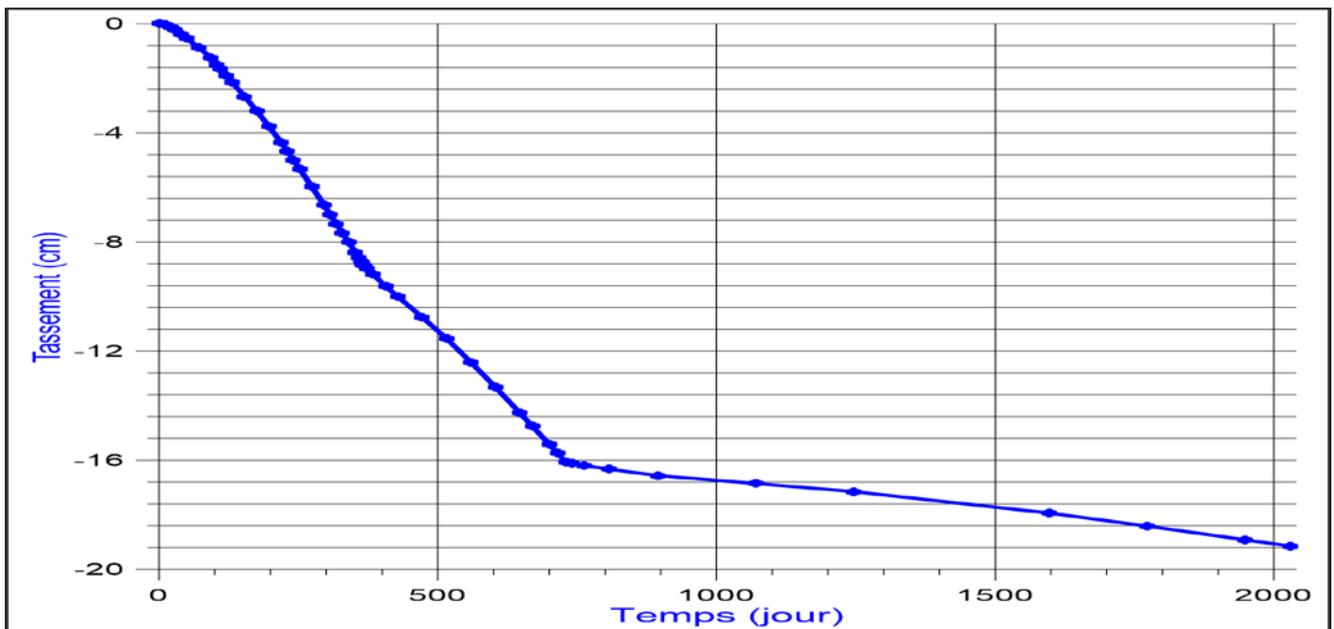


Figure VI-11 : Variation des tassements en fonction du temps après renforcement par des drains.

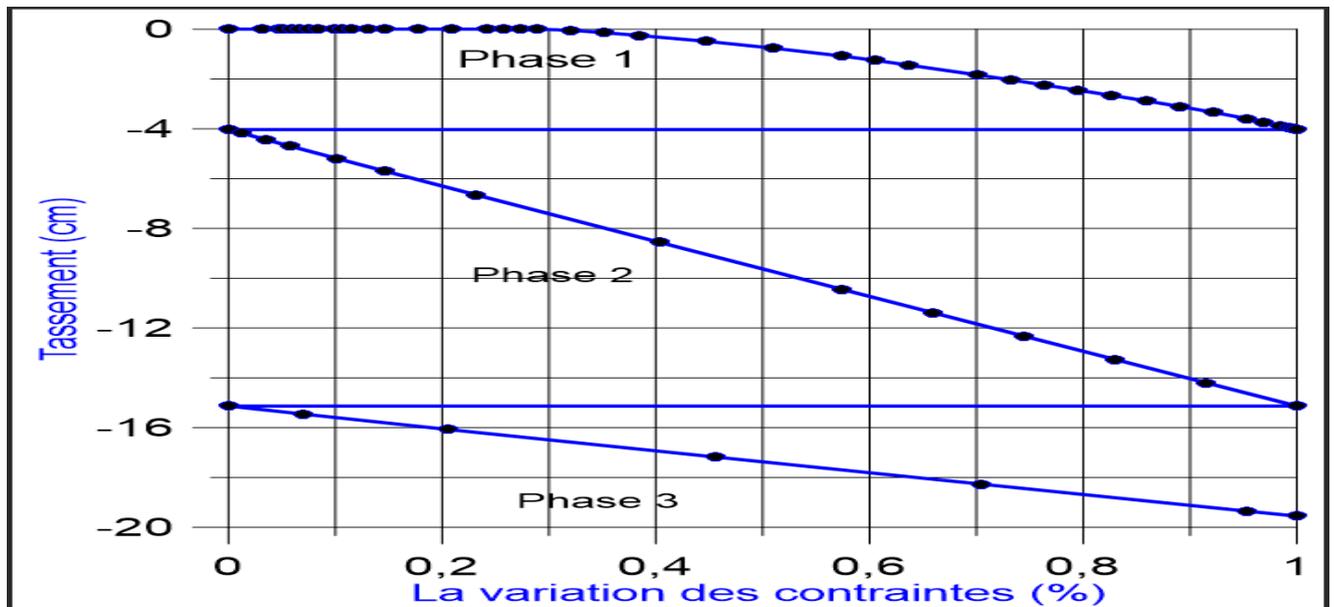


Figure VI-12 : Evaluation des tassements en fonction de la charge après renforcement par des drains verticaux.

Discussion des résultats :

Après le traitement du sol par des drains verticaux on remarque que le tassement maximum a diminué jusqu'à 19 cm, cela est dû à l'effet de consolidation provoqué par les drains.

La figure (VI-10), représente la cuvette de tassement après renforcement par des drains verticaux ou on a obtenu un tassement maximum de 21 cm au-dessous de la plateforme de la chaussée souple.

Comme on remarque aussi dans la figure (VI-11) que le temps de consolidation est diminué.

VI.5 Modèle du profil renforcé par des colonnes ballastées

Le réseau de colonnes ballastées est dimensionné selon la méthode de Priebe, dont nous avons un nombre de 18865 colonnes, réparties selon un maillage de $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$, la longueur des colonnes est de 16m.

La modélisation du réseau est faite avec Plaxis 2D, en déformation planes, dont nous avons assimilé les colonnes à des couronnes de ballast tel que c'est montré sur la figure VI-8, dont l'épaisseur est de 30 cm

calculée comme suit : $e = \frac{\pi \cdot D_c^2}{4 \cdot d}$.

Avec :

D_c : Diamètre de la colonne ;

d : Espacement entre les colonnes.

Les paramètres physico-mécaniques des colonnes ballastées d'après les recommandations Coprec, 2011 sont :

1. $\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{insat}} = 21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$;
2. $C = 1 \text{ KPa}$;
3. $\varphi = 38^\circ$;
4. $E_{\text{ref}} = 60000 \text{ KPa}$, $\nu = 0,33$.

Le modèle est composé de trois phases :

1. La première phase : Mise en œuvre des colonnes ballastées et l'activation de la charge du remblai qui est de 0,94 bars.
2. La deuxième phase : activation de la charge des couches de forme de la route qui est de 0,204 bars.
3. La troisième phase : activation de la surcharge supplémentaire (la charge d'exploitation qui est de 0,10 bars).

Les résultats sont représentés dans les figures suivantes.

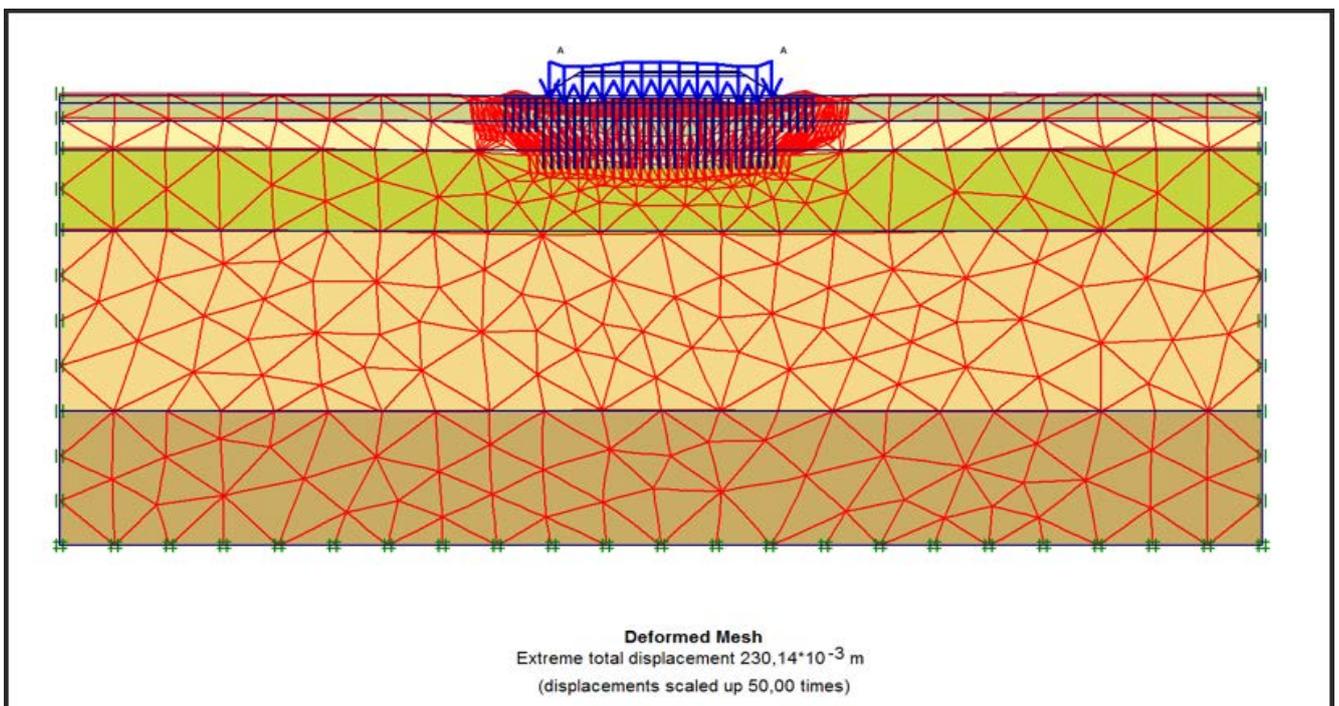


Figure VI-13 : Déformation de maillage on appliquant toutes les charges (remblai couche de forme, surcharges).

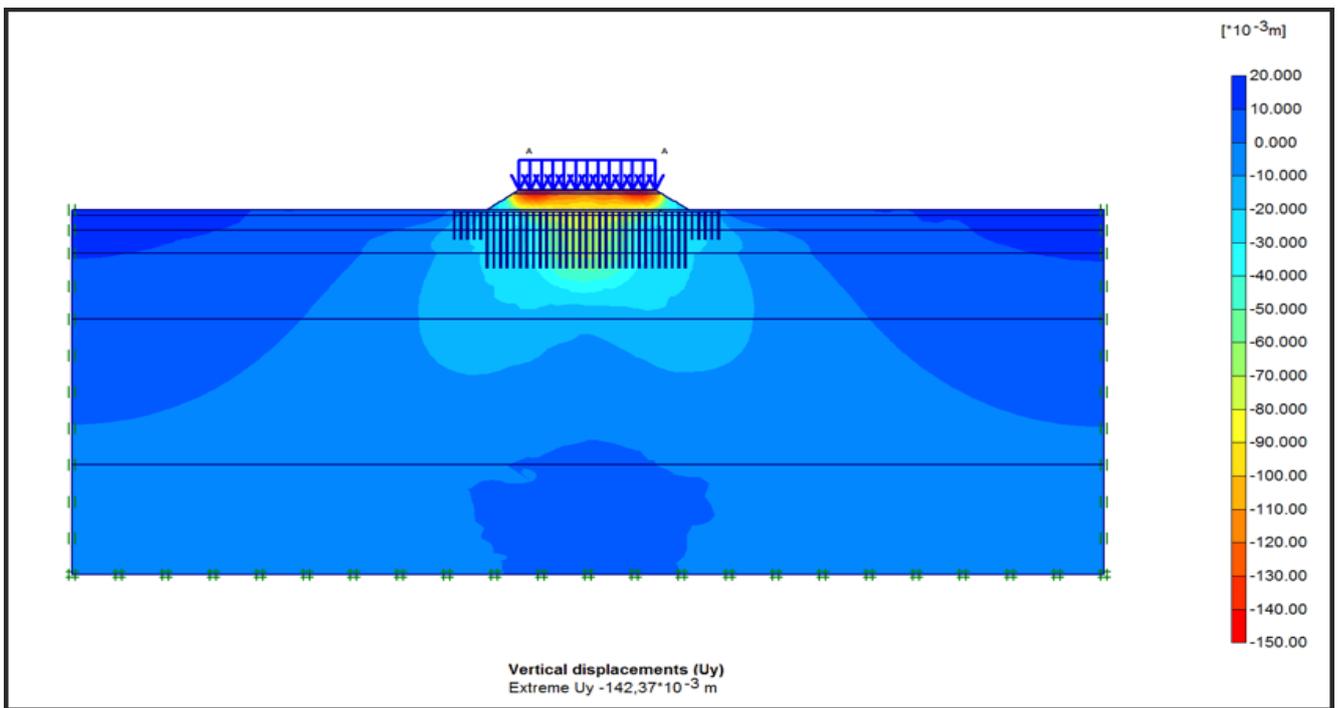


Figure VI-14 : Isovaleur des déplacements verticaux après renforcement par des colonnes ballastées.

Les graphes

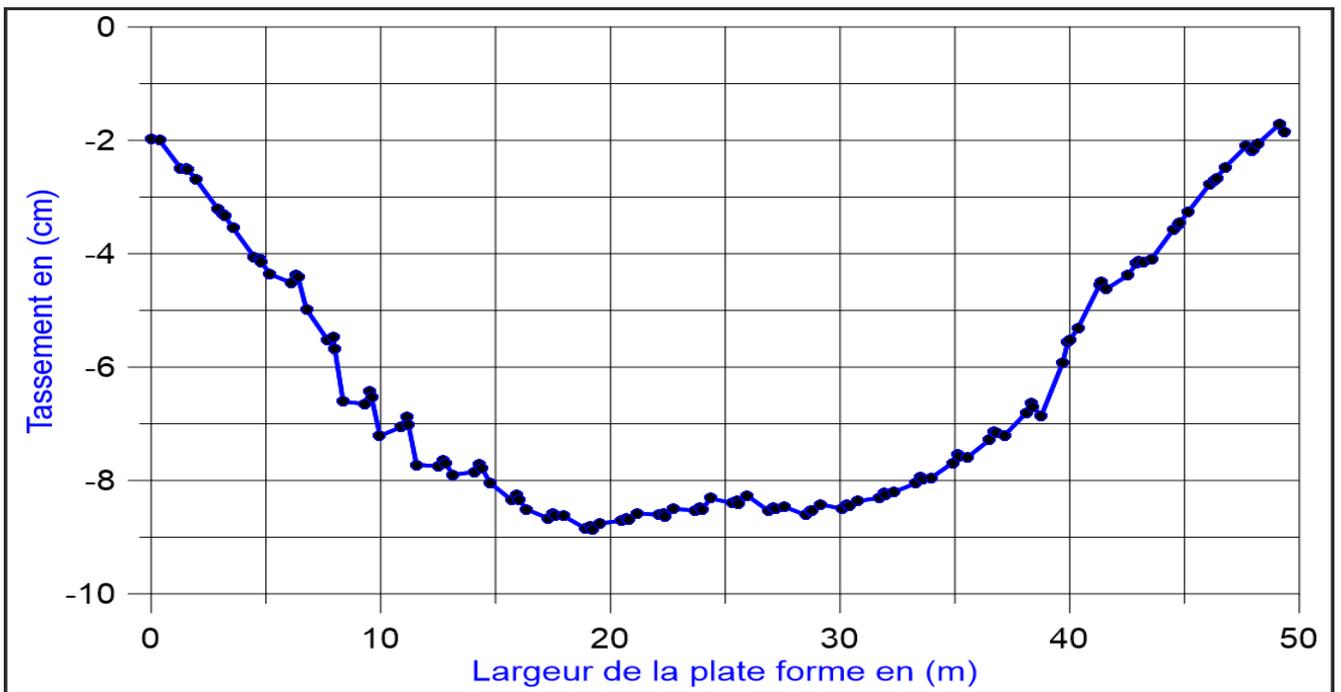


Figure VI-15 : Cuvette du tassement après renforcement par des colonnes ballastées.

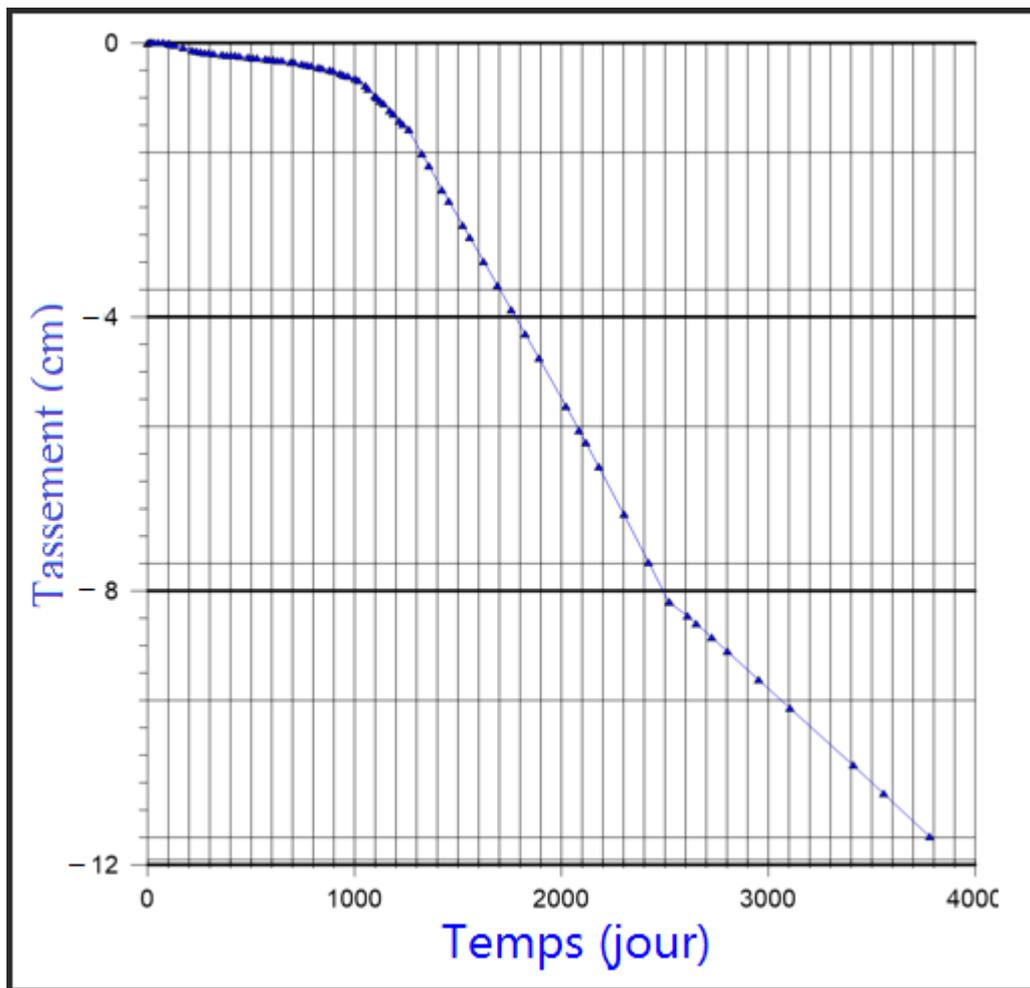


Figure VI-16 : Variation des tassements en fonction du temps après renforcement par des colonnes.

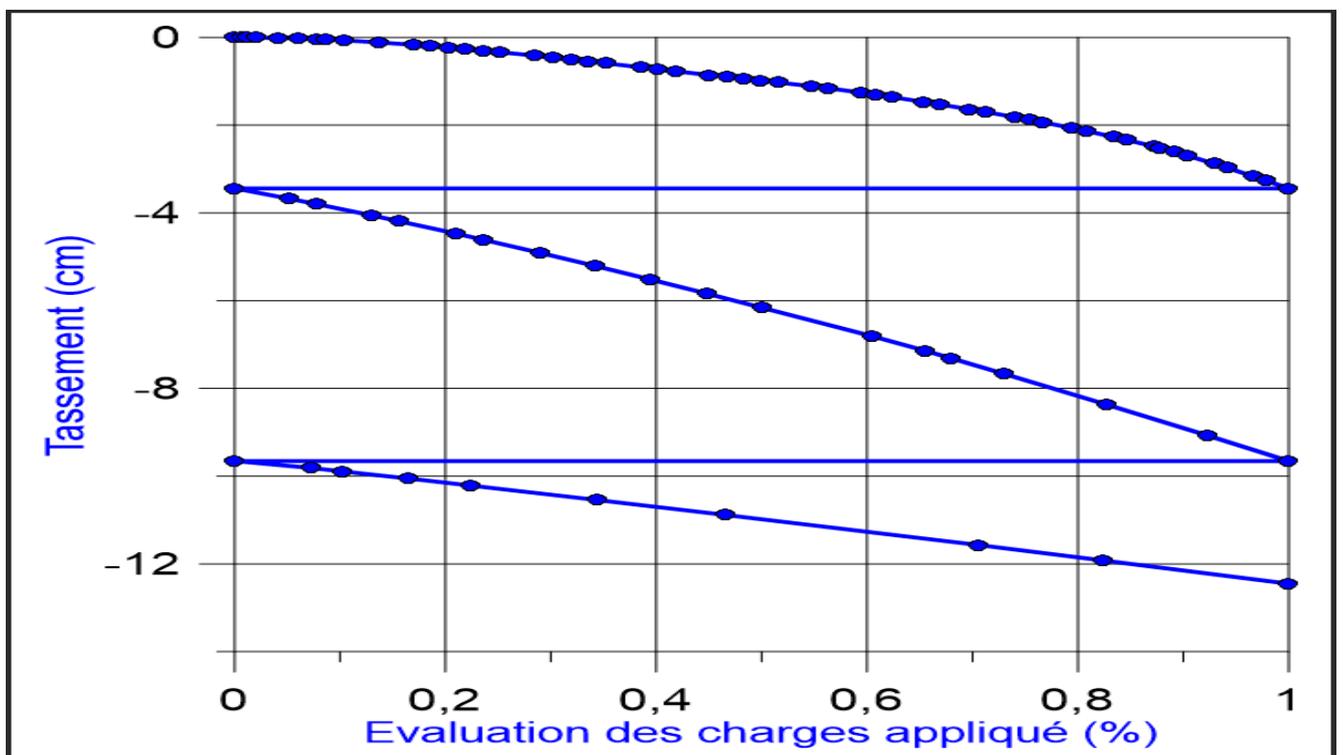


Figure VI-17 : Courbe de tassement en fonction de la charge après renforcement par des colonnes ballastées.

Discussion des résultats :

Après le traitement du sol par des colonnes ballastées on remarque que le tassement maximum est diminué jusqu'à 9 cm (figure VI-15), cela dû à l'augmentation de la capacité portant du sol et l'effet de consolidation provoqué par le ballast (figure VI-16).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons modélisé la chaussée souple (remblai, les couches de forme et la charge appliquée par les véhicules) avec différentes solutions (sol vierge, sol traité avec drains verticaux et par des colonnes ballastées).

On les compare avec les résultats obtenus par les méthodes analytiques, les résultats sont très proches, la différence est très petite due à plusieurs facteurs :

1. Les caractéristiques estimées pour la marne dans le calcul numérique ;
2. Les paramètres utilisés dans les calculs sont déterminés à partir des essais de laboratoire qui ne sont pas de grande fiabilité.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre général de l'étude de renforcement du sol sous une chaussée souple, plus particulièrement, l'objectif de ce travail était d'étudier le renforcement par des drains verticaux et des colonnes ballastées.

Il résulte de l'étude géotechnique effectuée sur le site d'implantation de la chaussée souple, que le sol a une faible capacité portante (0,64 bars) par rapport à la charge transmise par l'ouvrage qui est de 1,2 bars, les calculs des tassements (analytiquement et numériquement par EF) ont donné des valeurs importantes, cela a nécessité de prévoir son renforcement.

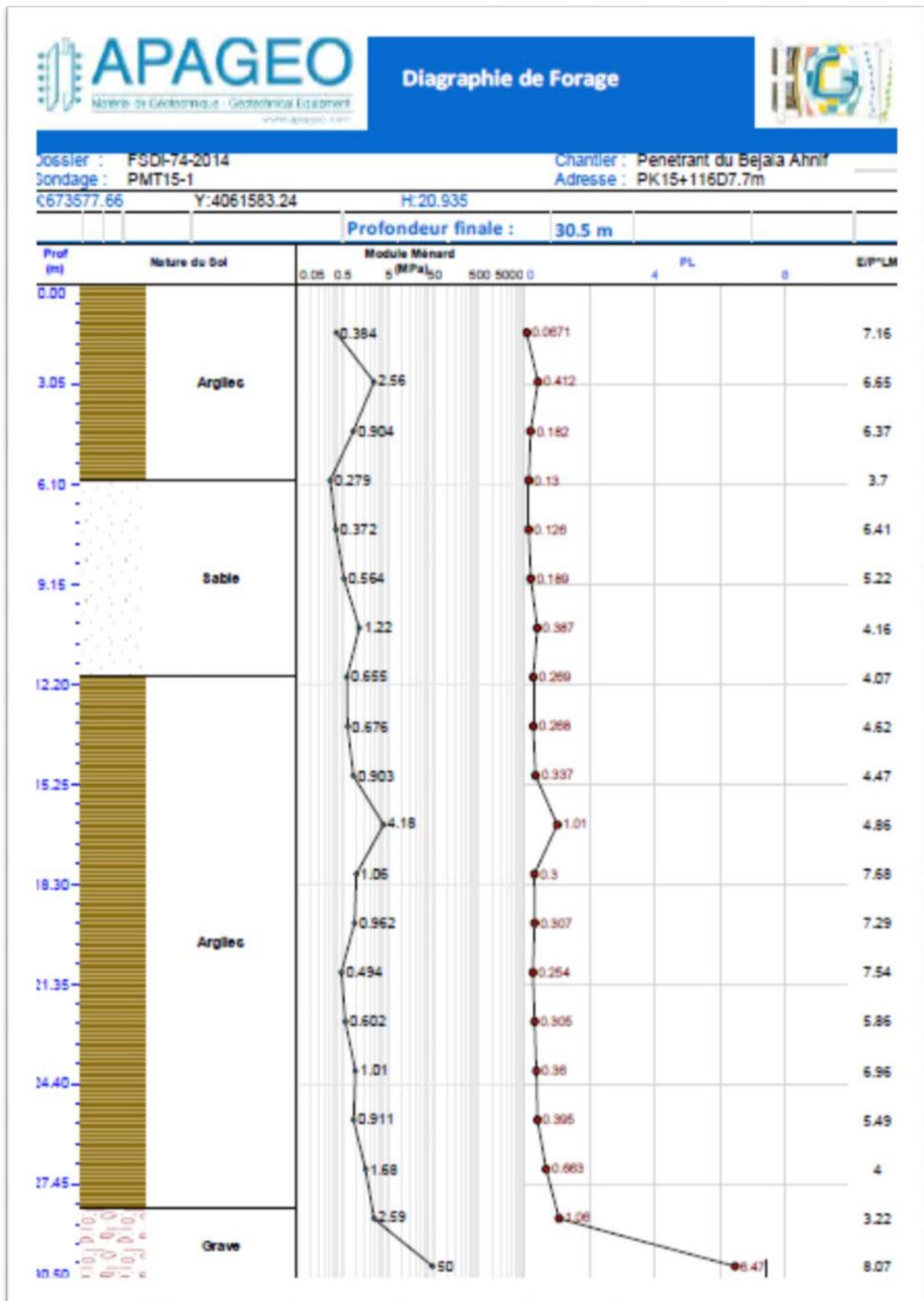
Le choix de la méthode de traitement dépend de plusieurs paramètres qui sont :

1. La réduction du tassement.
2. Le cout de traitement.
3. La durée estimée pour l'exécution.
4. La consolidation après traitement.

Après avoir évalué les tassements par les deux techniques (drains verticaux et colonne ballastées), il ressort que pour avoir une bonne consolidation du sol dans des délais plus courts on opte à la méthode des drains verticaux, vu les résultats obtenu. $S=10\text{cm}$, à un temps donné $t = 12$ mois.

Ce choix reste le plus approprié à notre avis, du fait qu'il est envisagé pour le renforcement des sols compressibles saturés, ainsi qu'elle est économique et d'une exécution rapide et satisfaisante à notre projet, comparativement à la solution des colonnes ballastées qui est très couteuse.

ANNEXES



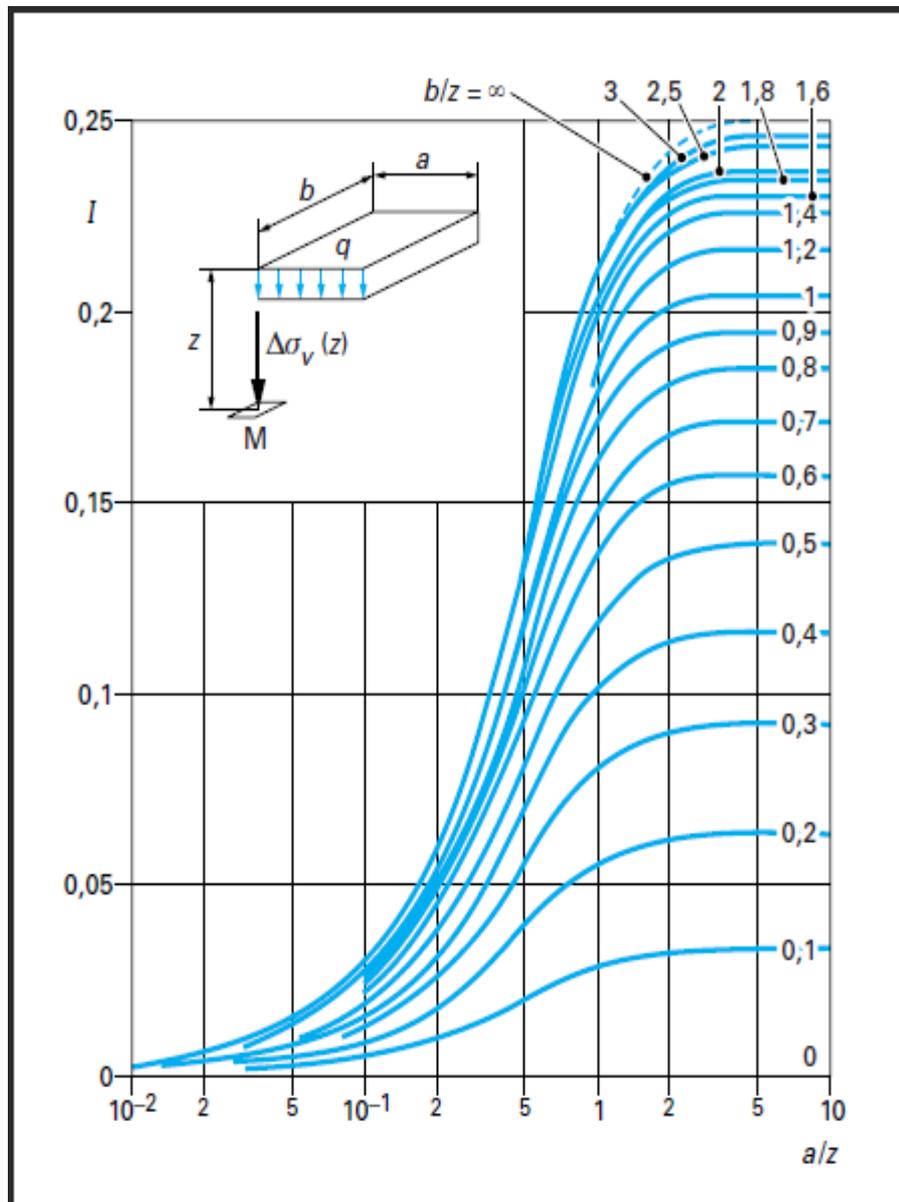
L'essai pressiométrique réalisée ou PK 15+116.

Classe de sol	Valeur de k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \cdot \left[1 + 0,25 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \cdot \left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \cdot \left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$

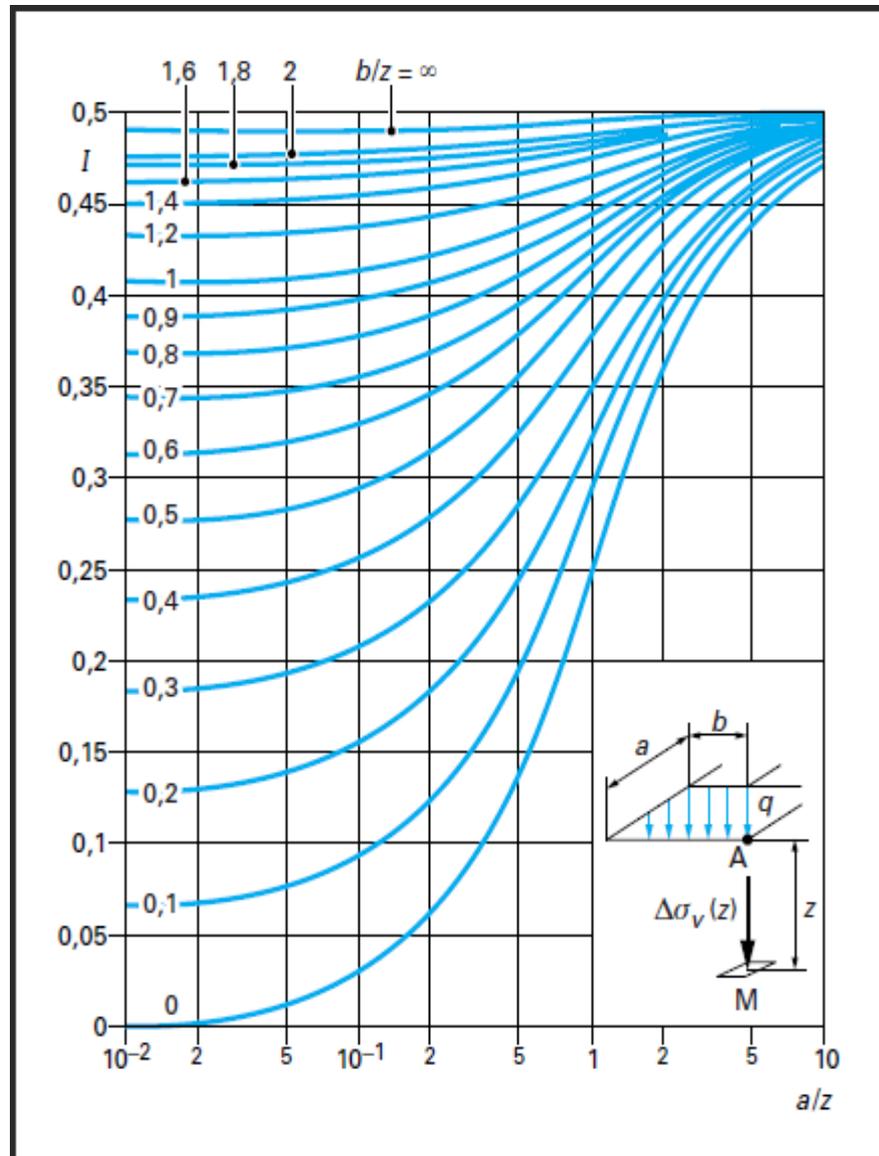
Valeurs du coefficient k_p selon le fascicule 62.

Classe de sol			Pl (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes – Marno-calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

Définition des catégories conventionnelles des sols.



Coefficient d'influence I donnant le supplément de contrainte verticale $\Delta\sigma_v(z)$ en un point M situé sous un angle d'un rectangle uniformément chargé.



Coefficient d'influence I donnant le supplément de contrainte verticale $\Delta\sigma_v(z)$ en un point plan vertical passant par A dans le cas d'une band infinie de section trapézoïdale (remblai).

REFERNCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographique

- [1] : Phillippe .R, 2007. <<Cours traitement des sols >>. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, (LCPC).
- [2] : MAGNAN.J.P, 2010. <<Amélioration des sols >>. Technique de l'ingénieur, (C255).
- [3] : MAGNAN.J.P, 1983. <<Théorie et Pratique des drains verticaux >>.335P. Paris, Technique et documentation – Lavoisier.
- [4] : MAGNAN .J.P, 2010. << Déformabilité des Sols. Tassement. Consolidation >>. Technique de l'ingénieur, (C214).
- [5] : ZIGHMI. Imene. Bassama, 2010. << Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées >>. Université de Mouloud MAAMERI, Tizi Ouzou.
- [6] : HOLEYMAN.A, 2011 <<Amélioration des sols >>. Université Catholique de Louvain.
- [7] : JAOUHAR.M, 2012. <<Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation des sols fins et des résidus miniers >>. Université de Montréal.
- [8] : NF EN 15237, Mai 2007. << Exécution des travaux géotechnique spéciaux, Drains Verticaux >>. P94-337.
- [9] : THIEPONT.P, 1976. << Les drains verticaux pour la consolidation des sols >>. Centre de recherche routière, Bruxelles.
- [10] : BOUASSIDA.M, 2009. << Amélioration des sols >>. Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis. Université de Sherbrooke.
- [11] : SADAOUI. O, 2007. << Analyse expérimentale et numérique du comportement des sols compressibles renforcés par colonnes ballastées>>. Université de Bejaia.
- [12] : NOUI.A, 2012. <<Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrage d'arts>>. Université de Batna.
- [13] : BOUAFIA. Ali, 2006. <<Les essais in situ dans les projets de fondation>>. Office des Publication Universitaires.
- [14] : LERAU. Jacques, 2006. <<Cours géotechnique, chapitre III>>. Institut National des Sciences Appliquées (INSA). Toulouse.
- [15] : [http : // www. Civil. Usherbrooke. Ca /cours /gci315/power _chap7](http://www.Civil.Usherbrooke.Ca/cours/gci315/power_chap7). P23, consulté le 14/04/2015.
- [16] : ANA, 2014. Rapport d'étude routier pénètrent Bejaia.
- [17] : EL HAMDOUNI. S et NEHAB. N, 2012. <<Etude de traitement des sols mous par colonnes ballastées ou drains verticaux avec l'évaluation du risque de liquéfaction projet Ritz Carlton>>. PFE. Ecole Hassania des travaux publics. Maroc.

ANNEXE 04 :

Résultats de sondage carottier N°3 de PK 15+625.

Profondeur	Classification des sols	Paramètres d'identification										Paramètres mécanique																	
		γ_d	γ_h	γ_s	e	w	WL	Wp	I _p	I _c								P _c	C _c	C _s	C _{cu}	C _{uu}	ϕ_{uu}	ϕ_{cu}					
		KN	KN	KN		%	%	%	%	%	200 mm	20 mm	2 mm	0,2 mm	0,08 mm	0,02 mm	0,002 mm	%	%	%	%	%	%	%	%	KPa	°		
m		KN	KN	KN		%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	KPa			KPa	°								
1,8-2,4	AP	16,9	27,4	27,3	0,614	20,6	45,5	25,2	23,0	1,23	100	100	100	100	94	61	13	154,3	0,127	0,023		20,5	18,17						
3,7-4,3	AP	14,4	18,3	27,1	0,884	27,2	34,9	20,2	14,7	0,52	100	100	100	100	92	56	19	151,3	0,172	0,031									
5,8-6,4	AP	16,2	19,7	27,0	0,668	21,7	35,4	21,6	13,8	0,99	100	100	100	100	93	59	22	139,0	0,143	0,020									
8,1-8,7	AP	16,5	20,0	27,1	0,642	21,2	39,6	24,1	15,5	1,19	100	100	100	100	93	53	19	153,6	0,133	0,022		34,4	25,4						
10,5-11,1	AP	15,2	19,2	27,2	0,784	26,3	41,9	24,9	17,0	0,92	100	100	100	100	92	52	18	137,8	0,158	0,026									
12,7-13,3	AP	15,1	18,8	27,3	0,812	24,8	44,5	24,6	19,9	0,99	100	100	100	100	93	53	20	154,8	0,145	0,017									
14,8-15,4	AP	15,2	19,1	27,2	0,786	25,4	38,9	21,4	17,5	0,77	100	100	100	100	83	57	21	173,3	0,166	0,032		23,8	21,0						
17,0-17,6	AP	16,9	19,7	27,1	0,603	16,5	35,2	19,6	15,6	1,20	100	100	100	100	92	58	21	142,5	0,163	0,032									
19,1-19,7	AP	15,3	19,5	27,2	0,777	27,4	36,0	17,6	18,4	0,47	100	100	100	100	92	58	18	144,2	0,169	0,028		19,9	24,9						
21,1-21,7	AP	15,4	19,5	27,2	0,765	26,5	34,9	18,0	16,9	0,50	100	100	100	100	92	54	17	340,8	0,181	0,022									

AP : Argile peu plastique ;

S : sable.