

الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE DE BLIDA 1

كلية التكنولوجيا

Faculté de technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

*Étude comparative entre le renforcement de sol par colonnes ballastées et par
inclusions rigides sous remblai ferroviaire*

Soutenue par :

BOUDELLA Yacine

METIDJI Ahmed

Hizia ZERARKA

U. SAAD DAHLEB BLIDA

Présidentente

Ilhem TOUMI

U. SAAD DAHLEB BLIDA

Examinatrice

Yacine SAIL

U.SAAD DAHLEB BLIDA

Promoteur

BLIDA, Juin 2025

ملخص:

يأتي هذا المشروع في إطار إنجاز خط السكة الحديدية المعدني "عنابة – بوشقوف – تبسة – جبل عنق – بلاد الحديبة". تهدف هذه الدراسة إلى معالجة المشكلات الجيوتقنية المسجلة في عدة مقاطع من جزء يبلغ طوله 22 كيلومتراً، والممتد من النقطة الكيلومترية 000+27 إلى النقطة 000+49 من المشروع، لا سيما في وجود تربة ذات خصائص ميكانيكية ضعيفة. يتمثل الهدف من الدراسة في تصميم شبكة الأعمدة تحت خط السكة الحديدية، مع مراعاة الفرضيات الجيوتقنية والقيود المرتبطة بالمشروع. تم دراسة حلّين لتعزيز التربة، هما: الأعمدة المغمورة بالحصى والإدماجات الصلبة.

الكلمات المفتاحية: تدعيم التربة، التربة القابلة للانضغاط، الهبوط، الإدماجات الصلبة، الأعمدة الحصوية، النمذجة العددية.

Résumé :

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la ligne ferroviaire minière « Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hedba ». L'étude vise à répondre aux problèmes géotechniques rencontrés sous différentes sections d'un tronçon de 22 km, situé entre le PK 27+000 et le PK 49+000 du projet et notamment la présence des terrains de faible caractéristiques mécaniques. L'objectif est de dimensionner le réseau de colonnes sous la ligne ferroviaire en tenant compte des hypothèses géotechniques et des contraintes liées au projet. Deux solutions de renforcement ont été investiguées à savoir : les colonnes ballastées et les inclusions rigides.

Mots-clefs : Renforcement de sol, sols compressibles, tassement, inclusions rigides, colonnes ballastées, modélisation numérique.

Abstract :

This final-year project is part of the construction of the mining railway line "Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hedba." The study aims to address geotechnical issues encountered along various sections of a 22 km stretch, between PK 27+000 and PK 49+000 of the project, particularly the presence of soils with low mechanical properties. The objective is to design a column network beneath the railway line, taking into account the geotechnical assumptions and project-related constraints. Two soil reinforcement solutions were investigated: stone columns and rigid inclusions.

Keywords: Ground improvement, compressible soils, settlement, rigid inclusions, stone columns, numerical modeling.

Remerciements

Au terme de notre étude, nous tenons à remercier avant tout ALLAH pour nous avoir donné la force, la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail et le courage pour terminer nos études et acquérir un certain niveau de savoir

(الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات)

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nous tenons à remercier notre promoteur Dr. Yacine SAIL pour son aide et sa patience au long de la préparation de ce travail.

Nous remercions profondément notre co-promoteur, l'ingénieur Flitta yousra et M. Kerkar slim pour sa disponibilité, son orientation et les conseils précieux qu'il nous a accordé.

Nous remercions aussi l'ensemble des membres de jury pour nous avoir répondu présent à notre soutenance, et d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail

Nos remerciements vont aussi à tous les enseignants du département de génie civil de la faculté de technologie de Saad Dahlab Blida 1.

Un grand merci à tous.

Dédicace

Tout d'abord et avant tout, merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers aux monde, qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours eu pour eux.

Ce travail est le fruit de leurs sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et ma formation

اللهم أبي وأمي في كل اتجاهاتي، اللهم أبي وأمي إلى الأبد

A mon cher frère Aymen

A mes chers sœurs

A mon binôme Yacine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A mes collègues et amis proches sidi moussa, benathmane, abdellah, zaid, tarek, bouzid, nazim, bendahib, bilal, cherif

A tous ceux qui sont proches de mon cœur

Et enfin à moi-même

« **AHMED** »

Dédicace

Tout d'abord et avant tout, merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers aux monde, qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours eu pour eux.

Ce travail est le fruit de leurs sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et ma formation

اللهم أبي وأمي في كل اتجاهاتي، اللهم أبي وأمي إلى الأبد

A mon cher frère Fares

A mon binôme Ahmed qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A mes amis proches Mehdi , Kais , Zino, Riadh , Aymen Oni , Semmad, Azabi, Bouzid, Abdelkader Sidimoussa, Benatmane, Farouk ,Tarek, Mounir, Moh.

A tous ceux qui sont proches de mon cœur

Et enfin à moi-même

« ***YACINE*** »

Table des matières

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciements

Dédicace

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale.....	18
Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les méthodes de renforcement des sols	21
1.1 Introduction	21
1.2 Renforcement des sols.....	21
1.2.1 Généralités sur les sols compressibles	21
1.2.2 Définition d'un remblai routier	22
1.2.3 Les problèmes liés à la construction des remblais sur sols compressibles.....	24
1.2.4 Historique sur le renforcement des sols	25
1.2.5 Définition et principe de renforcement	25
1.3 Les colonnes ballastées	27
1.3.1 Introduction	27
1.3.2 Définition	27
1.3.3 Présentation	28
1.3.4 Domaine d'application	29
1.3.5 Méthodes et matériels.....	31
1.3.6 Mise en œuvre	32
1.3.7 Mode de rupture d'une colonne de ballast	38
1.3.8 Contrôle des colonnes ballastées.....	41
1.4 Renforcement des sols par géosynthétiques.....	42
1.4.1 Performances des géosynthétique	42
1.4.2 Définition	42
1.4.3 Classification Des Géosynthétiques	43
1.4.4 Les Fonctions Des Géosynthétiques	44

Table des matières

1.5 Les inclusions rigides	45
1.5.1 Introduction	45
1.5.2 Historique Des Inclusions Rigides	46
1.5.3 Domaine d'application	48
1.5.4 But d'utilisation.....	49
1.5.5 Les différents types des inclusions rigides	49
1.5.6 Principe de fonctionnement de sols par inclusions rigides	52
1.6 Conclusion.....	54
Chapitre 2 : Présentation du projet.....	56
2.1 Introduction	56
2.2 Description de l'ouvrage	56
2.3 Localisation du site.....	58
2.4 Sismicité du site	59
2.5 Aperçu géologique	60
2.6 Hydrogéologie	62
2.7 Conclusion.....	63
Chapitre 3 : Etude géotechnique	65
3.1 Introduction	65
3.2 Contenu de la campagne d'investigation géotechnique in-situ.....	65
3.2.1 Les essais in-situ.....	66
3.2.2 Essais de laboratoires	67
3.3 Sections concernées par le renforcement du sol.....	73
3.3.1 Section 1 (33+400 au 33+700 PK EXE)	73
3.3.2 Section 2 (34+300 au 34+700 PK EXE)	82
3.3.3 Section 3 (37+300 au 38+100 PK EXE)	88
3.3.4 Section 4 (41+000 au 42+100 PK EXE)	91
3.4 Conclusion.....	99
Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées.....	101
4.1 Introduction	101
4.2 Aperçu sur le logiciel STONEC.....	101
4.3 Méthodes et résultats des calculs.....	104
4.3.1 Section 1 (33+400 au 33+700 PK EXE)	105
4.3.2 Section 2 (34+300 au 34+700 PK EXE)	114
4.3.3 Section 4 (41+000 au 42+100 PK EXE)	123
4.4 Conclusion.....	134

Table des matières

Chapitre 5 : Renforcement de sol par les inclusions rigides	137
5.1 Introduction	137
5.2 Aperçu sur le logiciel AlgoCiv.....	137
5.3 Méthode et résultats des calculs	138
5.3.1 Section 1 (33+400 au 33+700 PK EXE)	139
5.3.2 Section 2 (34+300 au 34+700 PK EXE)	148
5.3.3 Section 3 (37+300 au 38+100 PK EXE)	155
5.3.4 Section 4 (41+000 au 42+100 PK EXE)	161
5.4 Conclusion.....	174
Chapitre 6 : Comparaison entre les deux techniques	177
6.1 Introduction	177
6.2 Comparaison.....	177
6.3 Le coût.....	178
6.3.1 Facteur influençant le coût	178
6.5 Nature et caractéristiques du sol	179
6.6 Type d'ouvrage et charges à supporter	180
6.7 Objectifs du traitement et performances attendues.....	180
6.8 Contraintes de chantier et environnement	181
6.9 Conclusion.....	181
Conclusion générale	182
Références bibliographiques	183
Annexes.....	186

Liste des figures

Figure 1.1 : Préparation de Remblais sur sols compressibles.[5].....	21
Figure 1.2 : Remblai Routière.[5].....	23
Figure 1.3 : Schéma du tassement et du déplacement.[5].....	24
Figure 1.4 : Phases d'exécution d'une colonne ballastée.[14].....	28
Figure 1.5 : Domaines d'application des techniques de renforcement et d'amélioration du sol en fonction de la granulométrie du dépôt du sol in-situ. [15]	29
Figure 1.6 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide. [3].....	33
Figure 1.7 : Etapes de réalisation d'une colonne ballastée par voie humide. [6].....	33
Figure 1.8 : Colonnes ballastées réalisées par voie sèche. [6].....	34
Figure 1.9 : Exemple de mise en œuvre par voie sèche, (site : mosquée de Boudouaou).[6]..	35
Figure 1.10 : Une colonne de ballast après la finition. [6].....	36
Figure 1.11 : Etapes de mise en œuvre des colonnes ballastées. [6].....	36
Figure 1.12 : Exemple de mise en œuvre par voie humide. [6].....	37
Figure 1.13 : Phénomène de liquéfaction local (Site : barrage Kissir- Jijel). [6].....	37
Figure 1.14 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide. [6].....	38
Figure 1.15 : Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée. [6].....	39
Figure 1.16 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale.[6].....	40
Figure 1.17 : Clavier et unité centrale de l'appareil de mesure M4. [6].....	41
Figure 1.18 : Géotextiles. [5]	44
Figure 1.19 : L'utilisation des géo synthétiques dans la séparation. [5].....	44
Figure 1.20 : Utilisation des géotextiles pour le drainage. [5].....	45
Figure 1.21 : Le mécanisme de l'un des quatre piles de pont Rion-Antirion. [13]	46
Figure 1.22 : Fondation de voies néolithiques (Angleterre). [12]	46
Figure 1.23 : Renforcement par inclusions sous le projet ICEDA (Bugey). [12]	47
Figure 1.24 : Exemples d'ouvrages réalisés sur un sol renforcé par des inclusions rigides. [17].....	48
Figure 1.25 : Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai.....	49
Figure 1.26 : Schéma de principe de l'amélioration de sols par inclusions rigides. [13].....	50

Liste des figures

Figure 1.27 : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé. [13].....	52
Figure 1.28 : Transfert de charges dans les différents types de fondation. [8].....	53
Figure 1.29 : Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides en 3D.....	53
Figure 2.1 : Tracé de la ligne ferroviaire minière du projet.....	56
Figure 2.2 : Profil en travers type d'une voie ferrée à double ligne.....	57
Figure 2.3 : Carte satellite de la zone du projet étudiée.....	58
Figure 2.4 : Situation géographique du site d'étude.....	59
Figure 2.5 : Zonage sismique de l'Algérie. [19].....	60
Figure 2.6 : Implantation de la zone d'étude sur la carte géologique de BOCHEGOUF 1/50000°	61
Figure 2.7 : Carte de la situation géographique du bassin versant d'oued Seybousse (BV N° 14).....	63
Figure 3.1 : Carte satellite de la zone du projet étudié.....	66
Figure 3.2 : Exécution de puits de reconnaissance à l'aide d'une tractopelle.....	66
Figure 3.3 : Abaque de Casagrande. [9]	72
Figure 3.4 : Terrain naturel section 1 (Autocad)	74
Figure 3.5 : Coupe lithologique de section 1 (Autocad).....	74
Figure 3.6 : Coupe lithologique de section 1.....	75
Figure 3.7 : PK 33+540 CPT 01-1.....	76
Figure 3.8 : PK 33+540 CPT 01-2.....	76
Figure 3.9 : PK 33+540 CPT 01-3.....	76
Figure 3.10 : PK 33+540 CPT 01-4.....	76
Figure 3.11 : Terrain naturel section 2 (Autocad).....	82
Figure 3.12 : Coupe lithologique de section 2 (Autocad).....	83
Figure 3.13 : Coupe lithologique de section 2	83
Figure 3.14 : PK 35+425 CPT 03-1	84
Figure 3.15 : PK 35+425 CPT 03-2	84
Figure 3.16 : PK 35+425 CPT 03-3	85
Figure 3.17 : PK 35+425 CPT 03-4	85
Figure 3.18 : Terrain naturel section 3 (Autocad).....	87
Figure 3.19 : Coupe lithologique de section 3 (Autocad).....	88

Liste des figures

Figure 3.20 : Terrain naturel section 4 (Autocad).....	91
Figure 3.21 : Coupe lithologique de section 4 (Autocad).....	91
Figure 3.22 : PK 41+150 CPT05-01	93
Figure 3.23 : PK 41+150 CPT05-02	93
Figure 3.24 : PK 41+140 CPT05-03	93
Figure 3.25 : PK 41+470 CPT06-01	94
Figure 3.26 : PK 41+470 CPT06-02	94
Figure 3.27 : PK 41+470 CPT06-03	95
Figure 3.28 : PK 41+470 CPT06-04	95
Figure 4.1 : Fenêtre d’In-Put (caractéristiques des sols surplaces & des colonnes) de STONEC. [20]	99
Figure 4.2 : Fenêtre d’Out-Put de STONEC. [20]	100
Figure 4.3 : Fenêtre d’In-Put (Disposition des colonnes) de STONEC.....	101
Figure 4.4 : Schéma représentant le remblai	102
Figure 4.5 : Rectangle footing properties	103
Figure 4.6 : Propriétés des colonnes ballastées	104
Figure 4.7 : Caractéristiques des couches	104
Figure 4.8 : Rectangle footing 1 (Crête).....	105
Figure 4.9 : Maillage (Section 1 crête).....	109
Figure 4.10 : Rectangle footing 1 (Talus).....	109
Figure 4.11 : Maillage (Section 1 talus).....	112
Figure 4.12 : Schéma des deux parties (Section 2).....	112
Figure 4.13 : Schéma partie 1 (Section 2).....	113
Figure 4.14 : Rectangle footing 2 (Crête).....	113
Figure 4.15 : Maillage (Section 2 partie 1 crête).....	115
Figure 4.16 : Rectangle footing (Talus).....	116
Figure 4.17 : Maillage (Section 2 partie 1 talus).....	118
Figure 4.18 : Schéma partie 2 (Section 2).....	119
Figure 4.19 : Schéma des deux parties (Section 4).....	121
Figure 4.20 : Schéma partie 1 (Section 4).....	121
Figure 4.21 : Rectangle footing 4 (Crête).....	122

Liste des figures

Figure 4.22 : Maillage (Section 4 partie 1 crête).....	124
Figure 4.23 : Rectangle footing 4 (Talus).....	125
Figure 4.24 : Maillage (Section 4 partie 1 talus).....	127
Figure 4.25 : Schéma partie 2 (Section 4).....	127
Figure 4.26 : Maillage (Section 4 partie 2 crête).....	129
Figure 4.27 : Maillage (Section 4 partie 2 talus).....	132
Figure 5.1 : Offre des produits d'AlgoCiv.....	135
Figure 5.2 : Fenêtre (caractéristiques des couches) de l'AlgoCiv.....	136
Figure 5.3 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 1 crête).....	138
Figure 5.4 : Résultats de section 1 crête.....	141
Figure 5.5 : Maillage partie crête.....	142
Figure 5.6 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 1 talus).....	143
Figure 5.7 : Résultats de section 1 talus.....	145
Figure 5.8 : Maillage partie talus.....	146
Figure 5.9 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 2 partie 2 crête).....	147
Figure 5.10 : Résultats de section 2 partie 2 crête.....	149
Figure 5.11 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 2 partie 2 talus).....	150
Figure 5.12 : Résultats de section 2 partie 2 talus.....	152
Figure 5.13 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 3 crête).....	153
Figure 5.14 : Résultats de section 3 crête.....	156
Figure 5.15 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 3 talus).....	157
Figure 5.16 : Résultats de section 3 talus.....	159
Figure 5.17 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 1 crête).....	160
Figure 5.18 : Résultats de section 4 partie 1 crête.....	162
Figure 5.19 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 1 talus).....	163
Figure 5.20 : Résultats de section 4 partie 1 talus.....	165
Figure 5.21 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 2 crête).....	166
Figure 5.22 : Résultats de section 4 partie 2 crête.....	168
Figure 5.23 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 2 talus).....	169
Figure 5.24 : Résultats de section 4 partie 2 talus.....	171

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. [1]	27
Tableau 1.2 : Champ d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols (étrointe latérale). [3]	30
Tableau 1.3 : Valeurs de Los Angeles et de micro-Deval du ballast, et valeurs recommandées. [16]	32
Tableau 1.4 : Rôles et applications des géosynthétiques. [2]	43
Tableau 3.1 : Classification des sols grenus. [9]	71
Tableau 3.2 : Classification des sols organiques. [9]	72
Tableau 3.3 : Résultats de sondage pressiométrique SP 12.....	75
Tableau 3.4 : Résultats CPT 01 (Section 1).....	77
Tableau 3.5 : Caractérisation de l'échantillon remanié de puits de reconnaissances SC-12...	77
Tableau 3.6 : Estimation des caractéristiques effectives. [10]	79
Tableau 3.7 : Rapport entre q_c et le module oedométrique E_{oed} [0A Sanglerat 1972]. [11].....	79
Tableau 3.8 : Unite Géologique (unite 2) limon argilo sableux.....	80
Tableau 3.9 : Caractéristique des couches (section 1).....	81
Tableau 3.10 : Classification de section 1.....	81
Tableau 3.11 : Résultats de sondage pressiométrique SP-14	84
Tableau 3.12 : Résultats CPT 03 (Section 2).....	85
Tableau 3.13 : Caractéristique des couches (section 2).....	86
Tableau 3.14 : Classification de section 2	87
Tableau 3.15 : Résultats de sondage pressiométrique SPR-04	88
Tableau 3.16 : Caractéristique des couches (section 3).....	89
Tableau 3.17 : Résultats de sondage pressiométrique SP-26	92
Tableau 3.18 : Résultats de sondage pressiométrique SP-27	92
Tableau 3.19 : Résultats de sondage pressiométrique SP-28	92
Tableau 3.20 : Résultats CPT 05 (Section 4).....	94
Tableau 3.21 : Résultats CPT 06 (Section 4).....	95
Tableau 3.22 : Caractéristique des couches (section 4).....	96

Liste de tableaux

Tableau 3.23 : Classification de section 4	97
Tableau 4.1 : Résultat de dimensionnement des colonnes ballastées.....	132
Tableau 5.1 : Valeurs maximales du coefficient β (d'après le DTU 13.2). [10]	137
Tableau 5.2 : Résultat de calcul C_u et q_s (1).....	137
Tableau 5.3 : Module de Young du pieu.....	138
Tableau 5.4 : Résultat de calcul C_u et q_s (2).....	146
Tableau 5.5 : Résultat de calcul C_u et q_s (3).....	153
Tableau 5.6 : Résultat de calcul C_u et q_s (4).....	159
Tableau 5.7 : Résultat de dimensionnement des inclusions rigides.....	172
Tableau 6.1 : Comparaison synthétique.....	175

Liste des symboles

C : Cohésion

φ : Angle de Frottement interne

γ_h : Poids volumique humide

γ_d : Poids volumique sec

$p_c = \sigma_p$: La contrainte préconsolidation

C_c : Indice de compression

$C_g = C_s$: Indice de gonflement

γ' : Poids volumique déjaugé

IP : L'indice de plasticité

BB : Béton bitumineux

WL : Limite de liquidité

WP : Limite de plasticité

LR : Limite de retrait

m_h : Masse humide

m_s : Masse sèche

E_{oed} : Module oedométrique

E_m : Module pressiométrique

α : Coefficient rhéologique du sol ou coefficient de structure du sol.

$\lambda_c \lambda_d$: Coefficients de forme

σ_v : Contrainte verticale

Pl : Pression limite

Pl_m : Pression limite moyenne

q_c : Résistance à la pointe

P_f : Pression de fluage

W : Teneur en eau

h : Epaisseur de la couche

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Liste des symboles et abréviations

L_c : longueur de la colonne

H_c : hauteur de la colonne

A : aire totale de la maille comprenant la colonne

A_c : section de la colonne

A_s : aire du sol dans la maille

ν_c : coefficient de poisson de la colonne

α : coefficient rhéologique du sol à la profondeur z

σ'_{clim} : Contrainte verticale effective de rupture

σ'_{hlim} : Contrainte effective maximale du sol

N_{spt} : Le nombre de coups SPT

T80 : Tamisât à 80 μ m

R80 : Refus à 80 μ m

T2mm : Tamisât à 2mm

R2mm : Refus à 2mm

MO : Matière organique

d : Diamètre de colonne

S : Surface des colonnes

F_{tot} : Force total des pieux

F_{pieux} : Force d'un seul pieu

N : Effort normal

W_{max} :Tassement total

q_{sl} : Frottement latéral unitaire limite

D : Diamètre du pieu

K_{t1} : Coefficient de réaction tangentielle axial au 1er palier

q_{s1} : Frottement axial maximal au 1er palier

k_{t2} : Coefficient de réaction tangentielle axial au 2eme palier

q_{s2} : Frottement axial maximal au 2eme palier

E_{pieu} : Module de Young du pieu

N_{max} : Effort normal maximal

q_{smax} : Frottement pieu / sol maximal

Liste des symboles et abréviations

FS : Sol fin

GS : Sol granulaire

Introduction générale

Le renforcement des sols est un problème centrale en géotechnique, notamment dans les projets de construction sur des terrains à faible portance ou présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes. Parmi les techniques couramment utilisées pour améliorer la capacité portante et réduire les tassements, deux méthodes se distinguent : le renforcement par colonnes ballastées et celui par inclusions rigides. Ces deux approches, bien que visant des objectifs similaires, diffèrent par leurs principes de fonctionnement, leurs modes de mise en œuvre et leurs domaines d'application.

Les colonnes ballastées consistent à insérer des colonnes de matériaux granulaires (graviers, pierres concassées) dans le sol compressible. Ces colonnes permettent de transférer les charges vers des couches plus profondes et plus résistantes, tout en favorisant le drainage et la consolidation du sol. Elles sont particulièrement adaptées aux sols fins et saturés, où leur capacité à accélérer la dissipation des pressions interstitielles est un atout majeur.

D'un autre côté, les inclusions rigides sont des éléments structuraux (généralement en béton ou en matériaux composites) insérés dans le sol pour reprendre directement les charges appliquées. Ces inclusions, plus rigides que le sol environnant, permettent de réduire significativement les tassements et d'augmenter la portance du sol. Elles sont souvent utilisées dans des contextes où les charges sont importantes, comme pour les fondations d'ouvrages de grande envergure.

L'étude comparative entre ces deux techniques de renforcement vise à évaluer leurs performances respectives en termes de capacité portante, de réduction des tassements, de coûts de mise en œuvre, et d'adaptabilité aux différents types de sols et de projets. Cette analyse est essentielle pour guider les ingénieurs et les maîtres d'ouvrage dans le choix de la méthode la plus appropriée en fonction des contraintes techniques, économiques et environnementales.

Dans ce contexte, cette étude se propose d'examiner en détail les avantages, les limites et les conditions d'application des colonnes ballastées et des inclusions rigides, en s'appuyant sur des cas pratiques, des modélisations numériques et des données expérimentales. L'objectif est de fournir une vision claire et comparative de ces deux techniques, afin d'optimiser leur utilisation dans les projets de génie civil.

Ce mémoire est structuré en six chapitres :

- Le premier est consacré à une étude bibliographique des différentes méthodes de renforcement de sol, notamment celles les plus couramment utilisées pour les sols fins compressibles et les sols grenus.
- Un deuxième chapitre qui présente le projet à étudier ainsi que ses caractéristiques, la localisation, la sismicité, la géologie et l'hydrogéologie du site du projet.
- Le chapitre trois expose les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique, visant à déterminer les propriétés physiques et mécaniques des sols en vue de leur identification et de leur classification.

Introduction générale

- Un quatrième chapitre qui présente le calcul et le dimensionnement des colonnes ballastées à l'aide du logiciel STONEC.
- Le cinquième chapitre concerne la modélisation des inclusions rigides à partir du programme AlgoCiv.
- le sixième chapitre présente la comparaison entre les deux techniques étudiée.

A la fin, on termine avec une conclusion générale synthétisant le résultat du travail élaboré.

Chapitre 1 :

« Etude bibliographique sur les
méthodes de renforcement des
sols »

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les méthodes de renforcement des sols

1.1 Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet.

Les premiers usages des méthodes de traitement des sols furent mises en point à la fin du dix-neuvième siècle et au début du vingtième siècle comme remède ultime face à des problèmes imprévus de sols. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injections, de substitutions des sols, de compactages statiques et dynamiques, de préchargements et des colonnes ballastées. Elles sont couramment appliquées et jugées efficaces et sont actuellement utilisées comme un élément à part entière des projets. Néanmoins, la conception des travaux d'amélioration des sols n'est pas toujours facile et de nombreuses expérimentations et recherches sont encore réalisées pour améliorer ces méthodes de conception et d'exécution. [18]

1.2 Renforcement des sols

1.2.1 Généralités sur les sols compressibles

Tous les sols présentent une certaine compressibilité, c'est-à-dire qu'ils subissent un tassement sous l'effet d'une charge verticale. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes proportions suivant le type de sol considéré. Les sols compressibles sont généralement des formations récentes, souvent peu consolidées, inaptes à supporter un ouvrage d'art. Toutefois, moyennant certaines précautions, ils peuvent être utilisés comme fondation de remblais.

Les remblais routiers, en particulier ceux de grande hauteur, sont fréquemment édifiés sur ce type de sol. En effet, ces remblais sont souvent situés dans des zones de dépression, où l'on rencontre d'importantes épaisseurs de sols mous ou organiques. Cela peut correspondre soit au remblai principal traversant une vallée, soit à un remblai d'accès à un ouvrage franchissant un obstacle, comme une rivière. La Figure 1.1 illustre un exemple de mise en œuvre de remblais sur des sols compressibles.



Figure 1.1 : Préparation de remblais sur sols compressibles. [5]

Les sols compressibles présentent un ensemble de caractéristiques géotechniques défavorables, qui justifient la mise en œuvre de techniques de renforcement spécifiques. Ils se distinguent généralement par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable.
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés).
- Une résistance au cisaillement très faible.
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques, on peut les diviser en trois catégories :

- Les vases et argiles molles.
- Les tourbes.
- Les sols de sebkha.

1.2.2 Définition d'un remblai routier

Le remblai est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de Matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme ou combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement...

Un remblai routier désigne une opération de terrassement consistant à apporter des terres ou des matériaux inertes sur un terrain afin de combler un vide ou de créer une plate-forme stable. Cette structure est indispensable dans le cadre des travaux d'infrastructure, notamment pour élever le niveau de la chaussée, assurer la continuité du tracé ou encore adapter le profil du terrain naturel aux exigences du projet routier. Le remblai doit répondre à des critères stricts de compacité, de portance et de stabilité pour garantir la pérennité de l'ouvrage.

La Figure 1.2 illustre un exemple de remblai routier, mettant en évidence les différentes couches de matériaux mises en œuvre en utilisant des engins de chantier, selon une procédure de mise en place contrôlée.



Figure 1.2 : Remblai Routier. [5]

1.2.2.1 Types de remblai et leur comportement

Il existe différents types de remblais, qui peuvent être constitués de matériaux variés, adaptés aux conditions climatiques, mécaniques et environnementales du site. Chaque type de matériau présente des comportements spécifiques, influençant la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Les principaux matériaux de remblai sont les suivants :

- **La craie** : en milieu humide, elle se désagrège et forme une pâte pouvant engendrer des pressions internes, compromettant la stabilité de la structure. En revanche, en milieu sec, la craie présente une bonne résistance mécanique.
- **Les roches argileuses** : elles sont généralement déconseillées pour le remblayage, car elles peuvent se désagréger en fines particules, générant des dépôts sablonneux instables. Ces matériaux sont susceptibles de gonfler sous l'effet de l'eau, ce qui peut déstabiliser la structure.
- **Les roches siliceuses** : bien qu'elles soient fragmentables, elles offrent une bonne résistance et sont donc acceptables en remblai, sous réserve d'un contrôle granulométrique adapté.
- **Les roches salines** : leur teneur élevée en sels les rend solubles à l'eau, ce qui entraîne des risques de dissolution et d'affaissement. Elles ne sont donc pas appropriées comme matériaux de remblai.
- **Les terres de remblai** : ce sont généralement des matériaux issus des fouilles. Leur réutilisation est possible, mais il convient d'éviter les terres trop argileuses, sableuses ou humides, qui présentent une mauvaise compacité et une faible portance.
- **Les matériaux de démolition** : certains matériaux inertes issus de la démolition (briques, parpaings, blocs de béton, mortiers, etc.) peuvent être réutilisés comme remblai. Toutefois, il

est indispensable de retirer les éléments non inertes, tels que les matériaux putrescibles, les métaux ferreux, ou encore les déchets plastiques. [6]

1.2.3 Les problèmes liés à la construction des remblais sur sols compressibles

La construction de remblais sur sols compressibles engendre souvent des problèmes complexes. Il convient, en premier lieu, d'éviter une rupture du sol porteur, qui pourrait compromettre la poursuite des travaux et provoquer des dommages importants sur les structures voisines. Un autre enjeu majeur est celui des tassements, plus lents mais tout aussi préjudiciables. Lorsqu'ils ne sont pas anticipés dès la phase de conception, ces tassements peuvent :

- Entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial ;
- Provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, Palplanches, etc.), allant parfois jusqu'à leur rupture.

1.2.3.1 Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur un sol mou provoque une augmentation des contraintes dans le sol support. Si ces contraintes dépassent la résistance limite du sol, une rupture peut survenir pendant la construction, entraînant un affaissement brutal et significatif du remblai. Ce phénomène s'accompagne souvent de déformations du sol environnant, se traduisant par des soulèvements latéraux du terrain naturel autour du remblai.

1.2.3.2 Problèmes de tassement

Contrairement à la rupture liée à un défaut de stabilité, le tassement est un phénomène progressif. Il s'agit d'une déformation lente du sol sous l'effet du poids du remblai. Comme illustré à la Figure 1.3, le tassement peut se manifester de différentes façons :

- **Au centre du remblai**, par un affaissement vertical marqué ;
- **Sous l'emprise du remblai**, par un enfoncement vertical accompagné d'un déplacement latéral du sol de fondation ;
- **En dehors de l'emprise**, par un déplacement latéral du sol sur une distance dépendant de l'épaisseur du sol compressible.



Figure 1.3 : Schéma du tassement et du déplacement. [5]

- **Les déplacements verticaux** ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres. Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plate-forme.
- **Les déplacements horizontaux** sont habituellement moins importants que les déplacements verticaux. Leur amplitude dépend du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous. Toutefois, des déplacements latéraux de plusieurs dizaines de centimètres ont été observés dans certains cas.
- Enfin, la **vitesse de tassement** varie selon la nature des sols compressibles, leur épaisseur et la présence éventuelle de couches drainantes, qui peuvent accélérer la consolidation.

1.2.4 Historique sur le renforcement des sols

Les principes fondamentaux du renforcement des sols trouvent leurs origines dans la nature, observables notamment chez certains animaux, plantes ou oiseaux qui modifient leur environnement pour améliorer sa stabilité. La forme moderne du renforcement des sols a été introduite par Henri Vidal en 1969, avec le concept de terre armée. Selon ce concept, l'interaction entre le sol et l'élément de renforcement (souvent disposé horizontalement) repose essentiellement sur la friction générée par la gravité.

La première application pratique de cette méthode pour la réalisation d'un mur de soutènement a été effectuée en France en 1986. Depuis, cette technique s'est largement diffusée, notamment en Europe et aux États-Unis, avant de gagner en popularité dans d'autres régions comme l'Inde. Toutefois, sa diffusion y a été limitée par la disponibilité des matériaux de renforcement et leur coût élevé.

Il convient de noter que, bien que le sol renforcé soit parfois comparé au béton armé, cette analogie a ses limites. En effet, dans les sols renforcés, l'action des armatures ne consiste pas à reprendre les efforts de traction, comme dans le béton armé, mais plutôt à réduire les déformations et améliorer la répartition des contraintes au sein du sol, souvent de manière anisotrope

Le mode d'action du renforcement dans le sol ne consiste pas à supporter les contraintes de traction développées comme dans le béton armé, mais la réduction anisotrope du taux de déformation normale. [7]

1.2.5 Définition et principe de renforcement

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. [4]

Au-delà de l'extrême diversité des techniques utilisée dans le renforcement des sols, qui tient autant à leurs modes d'exécution, qu'à la nature de l'ouvrage à renforcer (massif de fondation, mur de soutènement...)

Le principe de la méthode d'amélioration des sols par renforcement repose sur l'introduction dans le sol d'éléments de structures appelés inclusions, Destinés à permettre à l'ouvrage de résister à des charges qu'il n'était pas en mesure de supporter auparavant.

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques.

Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit (ASEP-GI, 2004) :

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

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib et al, 2004c) :

- 1/- définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés ;
- 2/- identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
- 3/- choix de la solution d'amélioration des sols ;
- 4/- optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Le choix de la solution d'amélioration des sols demeure directement lié à la granulométrie des sols traité.

Tableau 1.1 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. [1]

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

1.3 Les colonnes ballastées

1.3.1 Introduction

Le renforcement des sols par colonnes ballastée est une technique courante qui est utilisée pour sa simplicité de construction et son efficacité d'améliorer la capacité portante de sols mous et de réduire les tassements résultant, en plus de sa capacité de drainage et sa qualité de réduire les risques de liquéfaction dans le sol. Dans le cas de sols très mous, il devient parfois nécessaire de procéder au confinement des colonnes dans des géogrids pour assurer la performance demandée à la colonne. [14]

1.3.2 Définition

La technique appropriée pour l'amélioration du sol sous les fondations est d'installer des colonnes ballastées verticales dans le sol. Les colonnes de ballastes sont essentiellement une méthode de renforcement du sol dans laquelle le sol doux et cohésif est remplacé à des points discrets par des pierres concassées (ballastes) compacté dans des trous verticaux. [9]

Pourquoi les colonnes ballastées ?

La technique des colonnes ballastées présente des caractéristiques mécaniques élevées et un fort caractère drainant sous les ouvrages à surcharge répartie (remblais, radiers, dallages).

Les colonnes ballastées peuvent également être disposées en groupes sous les charges isolées (semelles de fondations) ou en files (Semelles filantes, murs de soutènement.), et dans ce cas elles permettent d'accroître la capacité portante du terrain.[9]

1.3.3 Présentation

La colonne ballastée fait partie de la famille du renforcement du sol. Sa mise en place dans le sol conduit à une augmentation globale des caractéristiques mécaniques du sol en place.

La colonne est une inclusion composée seulement de matériaux granulaires, sans cohésion, compactés dans le sol encaissant. Le matériau d'apport constituant est souvent des graviers avec une granulométrie la plus homogène possible.

Les quatre principaux avantages d'une colonne ballastée sont :

- La réduction des tassements.
- L'augmentation de la capacité portante du sol.
- L'accélération de la consolidation primaire du sol grâce à sa capacité drainante.
- La stabilité des dépôts du sol en zone sismique.

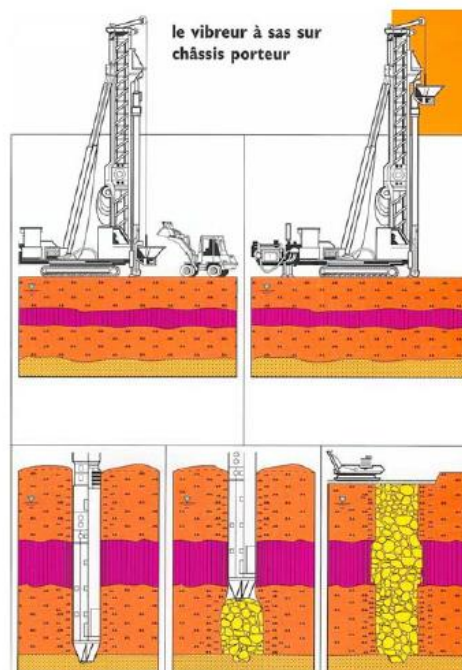


Figure 1.4 : Phases d'exécution d'une colonne ballastée. [14]

1.3.4 Domaine d'application

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration du sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

Le procédé est adapté pour traiter les sols présentant des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles (sables limoneux, argiles, limons, remblais hétérogènes. . .), mais il doit être exclu dans les sols présentant un caractère évolutif (matériaux organiques. . .) dans lesquels l'étreinte latérale autour des colonnes n'est pas garantie à long terme.

La colonne étant constituée d'un matériau sans liant, elle s'évaserait en fonction de la dégradation du sol : son comportement est lié à l'étreinte latérale du sol, si elle est trop faible, la colonne n'est pas suffisamment tenue latéralement. [3]

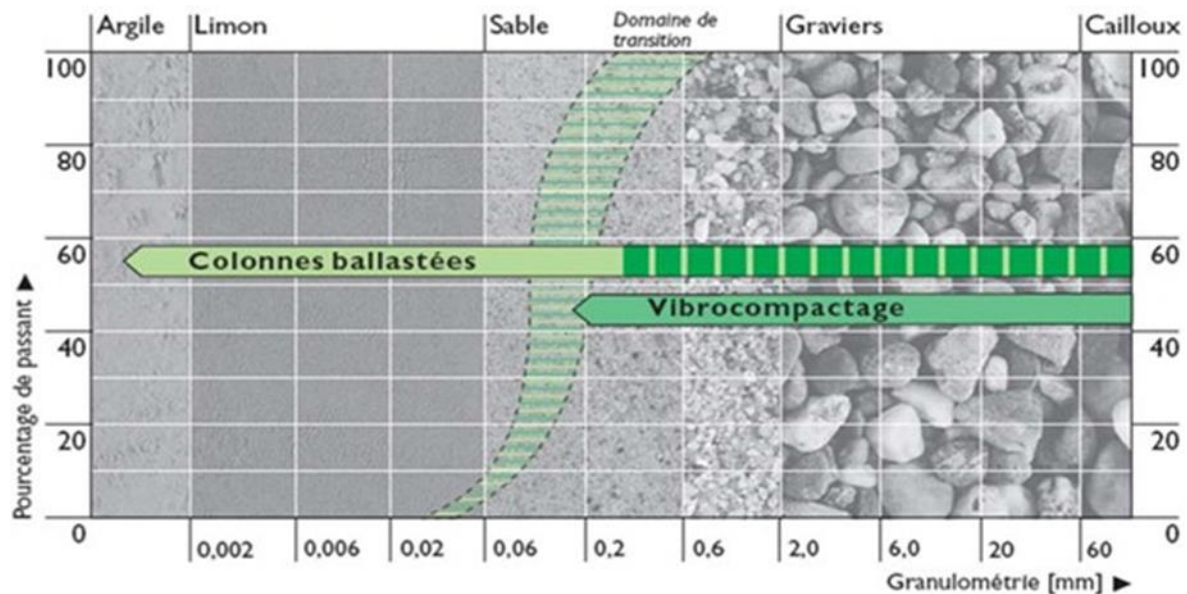


Figure 1.5 : Domaines d'application des techniques de renforcement et d'amélioration du sol en fonction de la granulométrie du dépôt du sol in-situ. [15]

Application par types d'ouvrages :

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Halls industriels.
- Bâtiments collectifs.
- Surfaces commerciale.
- Maisons individuelles.
- Silos et réservoirs de toute nature.
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, stations d'épuration).

La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est tout- jours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radier et dallage. C'est la maîtrise du comportement de la fondation de ces ouvrages qui est recherchée et notamment le coefficient de réduction des tassements qui est généralement compris entre 1,5 et 4 sous charges réparties. [3]

Application par zone sismique :

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols, et à l'augmentation de résistance au cisaillement.

Limites du domaine d'application :

Les colonnes ballastées sont réalisées dans les sols mous non organiques (argile, limon), dans les sables fins décomprimés et dans les remblais anthropiques inertes et qu'elles sont prosrites dans les sols organiques en raison de leur comportement évolutif dans le temps.

Le tableau 1.2 détaille des sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées et les résistances latérales (ou étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau 1.2 : Champ d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols (étreinte latérale). [3]

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale ⁽¹⁾				Remarques
		P ₁ (kPa)	q _c (Mpa)	N _{spt} (coups)	C _u (kPa) ⁽²⁾	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui	200-500	0.6 -1.6	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

1.3.5 Méthodes et matériels

1.3.5.1 Préforages

- La traversée de couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction du terrain.
- Tout volume excavé ou remanié doit être comblé et compacté par le matériau de la colonne.

1.3.5.2 Matériaux d'apport

Matériaux constitutifs des colonnes :

- Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles, il peut être roulé ou concassé en fonction des disponibilités locales.
- Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée.
- Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

1. $LA < 35$
2. $MDE < 30$
3. $LA + MDE < 60$

LA : essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2.

MDE : essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

- vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en termes de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40.
- autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.
- Le critère de propreté est le suivant : le passant inférieur à $80 \mu m$ est inférieur à 5%.

Les caractéristiques adoptées pour le ballast servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau 1.3 :

Tableau 1.3 : Valeurs de Los Angeles et de micro-Deval du ballast, et valeurs recommandées. [16]

Essai	Classe granulaire (mm)	Valeurs	Recommandations Colonnes Ballastées (2005)
Los Angeles	16 - 31,5	28	< 35
	25 - 50	38	
Micro-Deval	10 - 14	33	< 30
	25 - 50	35	
Los Angeles + Micro-Deval	-	61 à 73	< 60

Matériaux du matelas de répartition

Le DTU 13.2 stipule que « Un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition... il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate-forme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition ».

L'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et aussi les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage).

Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.4 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m.

1.3.6 Mise en œuvre

La mise en place des colonnes ballastées peut être réalisée selon deux méthodes :

- la mise en place par voie humide :

Dite aussi la vibro-substitution (Vibro-replacement en anglais) consiste à injecter de l'eau sous pression afin de favoriser le fonçage de l'outil de mise en place des colonnes. Cela a le désavantage de ramener une grande quantité d'eau rendant la plateforme de travail boueuse et les manœuvres des machines deviennent alors difficiles.[3]

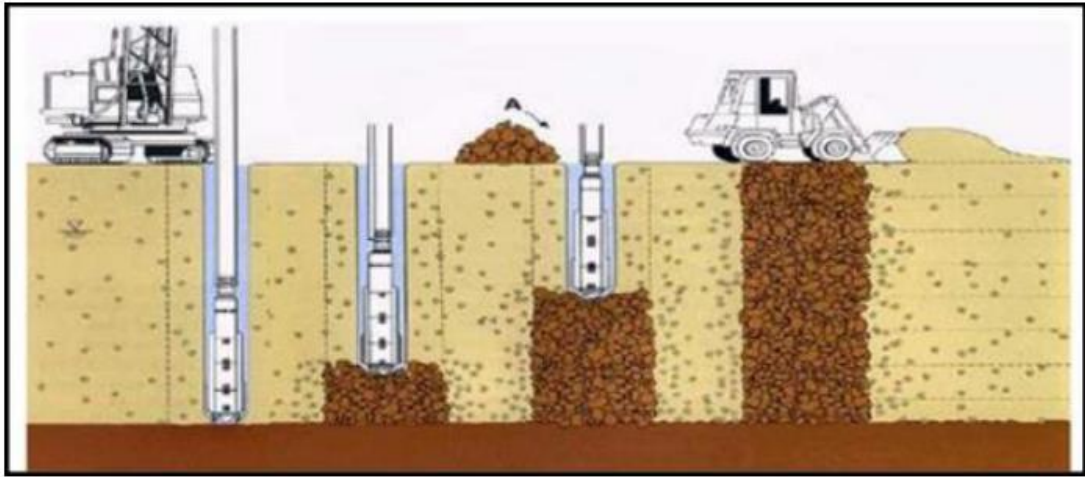


Figure 1.6 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide. [3]



Figure 1.7 : Etapes de réalisation d'une colonne ballastée par voie humide.[6]

- la mise en place par voie sèche :

Consiste à remplacer l'injection d'eau par une injection d'air à forte pression dans le sol, le sol est refoulé pendant le fonçage à l'aide d'un tube vibreur, on appelle donc cette technique la vibro-refoulement (vibro-displacement en anglais). Cette méthode présente l'avantage de ne pas consommer d'eau et de ne pas avoir à évacuer de terres extraites et par conséquent c'est la technique la plus fréquemment employée.



Figure 1.8 : Colonnes ballastées réalisées par voie sèche.[6]

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport.

Il appartient à l'entreprise, en fonction de son savoir-faire et de son expérience, de choisir l'outil et le procédé le mieux adaptés dans chaque cas.

1.3.6.1 La mise en œuvre par voie sèche

La mise en œuvre d'une colonne ballastée se déroule en 4 étapes :

Préparation et remplissage :

La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et se stabilise sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats. Le contenu de la benne est vidé dans le sas (Vibreux équipé d'un excentrique situé en pied) et après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux contenu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

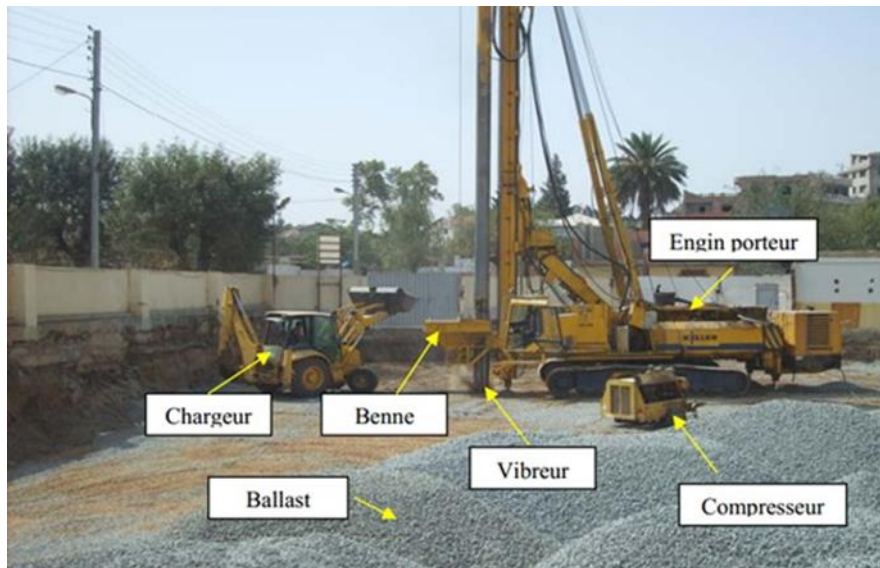


Figure 1.9 : Exemple de mise en œuvre par voie sèche, (site : mosquée de Boudouaou).[6]

Fonçage :

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.

Compactage :

Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté par passe de 50 cm environ et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé, puis le vibreur effectue un mouvement de va-et-vient vertical afin de constituer une colonne compactée et expansée latéralement. L'expansion dépend ainsi de la force appliquée par le vibreur lors des passes, ainsi que de la qualité de la couche traversée.

Finition :

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Une fois la colonne ballastée terminée, on effectue un compactage en surface puis un nivellement avec la chargeuse, afin de laisser la plateforme propre au gros-œuvre.



Figure 1.10 : Une colonne de ballast après la finition.[6]

Les massifs de fondations sont généralement directement posés sur les colonnes et le sol. La mise en place d'un matelas de répartition est nécessaire pour faire un dallage sur terre-plein.

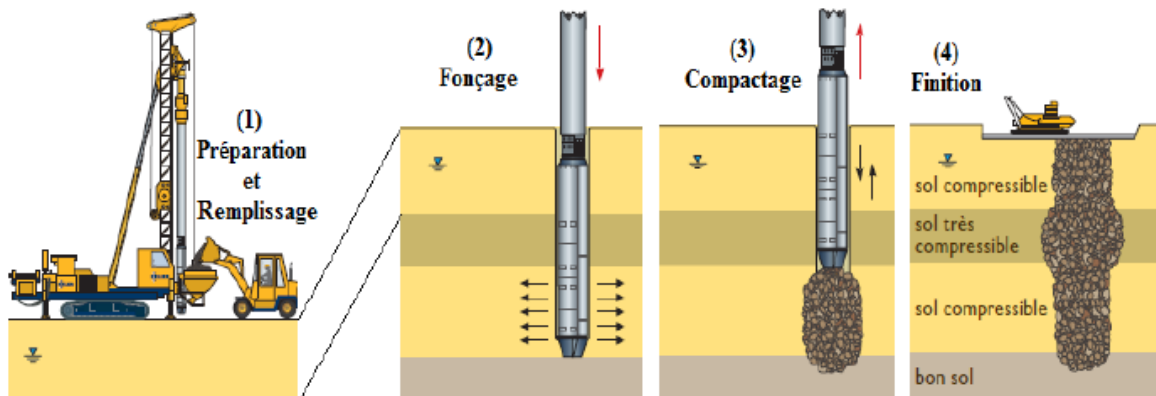


Figure 1.11 : Etapes de mise en œuvre des colonnes ballastées.[6]

1.3.6.2 La mise en œuvre par voie humide

Le mode d'exécution des colonnes ballastées par voie humide est presque le même que par voie sèche sauf qu'on utilise l'eau comme fluide de lancement est que le ballast n'est pas introduit à l'intérieur du vibreur mais dans le vide annulaire entre le vibreur et le trou formé ce qui permet d'utiliser des agrégats de diamètres plus grands.

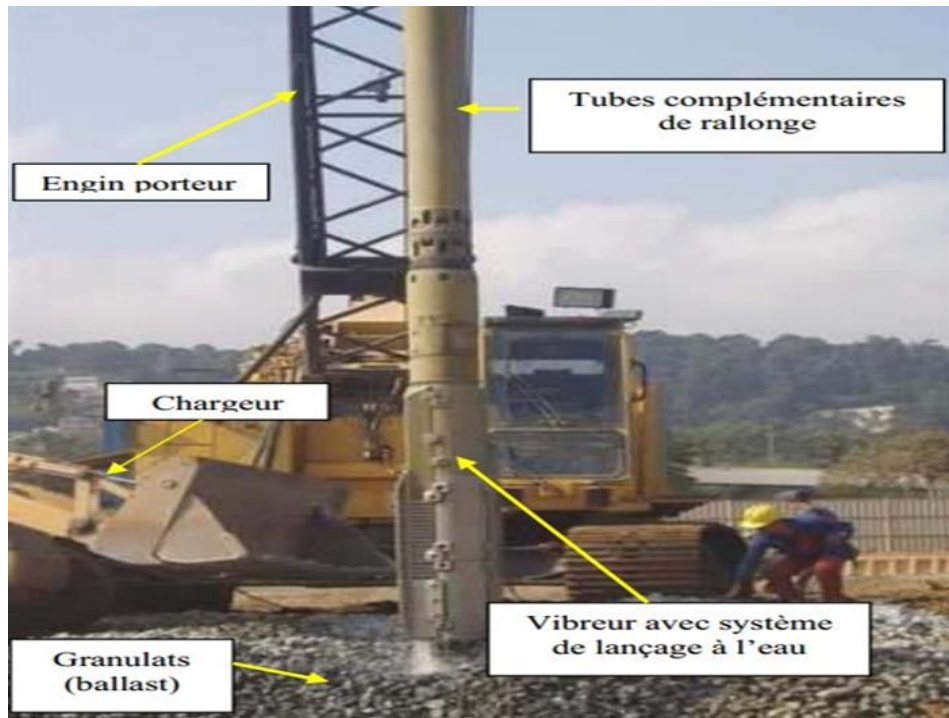


Figure 1.12 : Exemple de mise en œuvre par voie humide.[6]

On peut citer les étapes d'exécution suivantes :

- Mise en station de la grue : le vibreur est amené à la verticale du point centrale de la colonne implanté.
- 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 (de l'ordre de quelques centimètres à la périphérie du vibreur :



Figure 1.13 : Phénomène de liquéfaction local (Site : barrage Kissir- Jijel).[6]

Le vibreur descend dans le sol sous l'effet de son propre poids, la vitesse de descente est variable d'un sol à l'autre où elle est relativement rapide dans les sols sableux et limoneux par rapport aux terrains argileux.

- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel), on remonte progressivement le vibreur pour bien nettoyer l'espace annulaire autour du vibreur.
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou à l'aide d'un chargeur pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur.
- En remontant et descendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives (passes de l'ordre de 50 cm) jusqu'au niveau de la plate-forme, le ballast est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

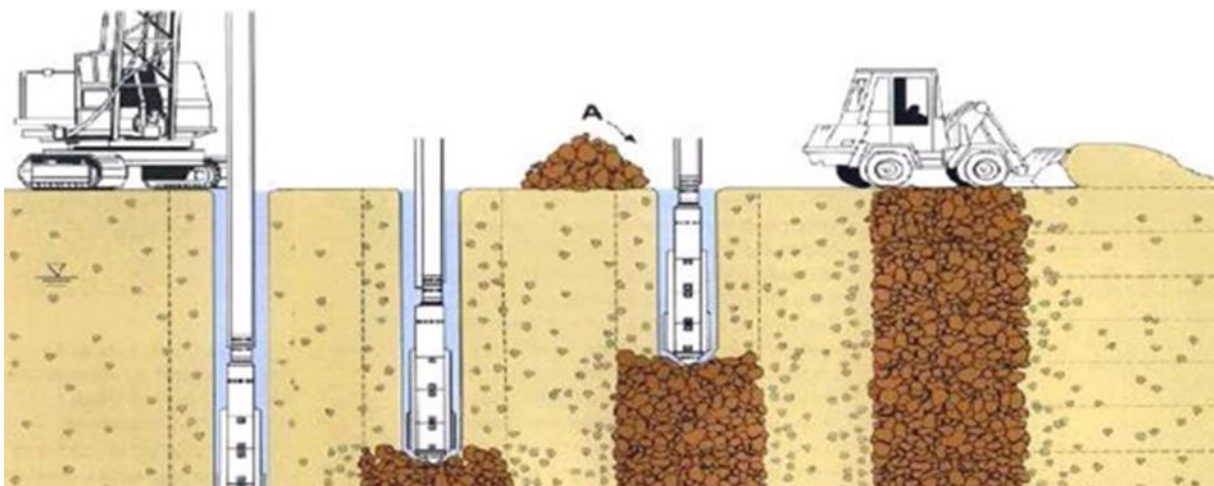


Figure 1.14 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.[6]

1.3.7 Mode de rupture d'une colonne de ballast

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif du sol sous la charge axiale limite (σ_{clim}) correspondent aux trois configurations schématiques :

- Rupture par expansion latérale (Critère souvent de dimensionnement).
- Rupture par poinçonnement (Colonnes flottantes).

- Rupture par cisaillement généralisé (Cas des colonnes courtes, rupture rare).

Le mécanisme de rupture d'une seule colonne chargée sur sa surface dépend de manière significative de la longueur de la colonne.

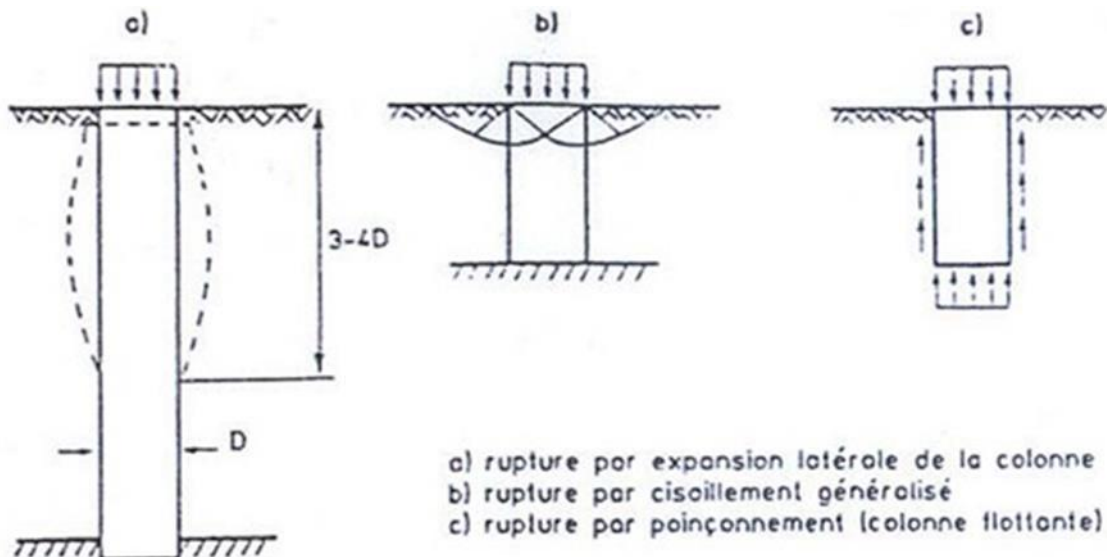


Figure 1.15 : Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée.[6]

1.3.7.1 Rupture par expansion latérale

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur l'analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette du même matériau granulaire soumise à une pression axiale due à la fondation et à une contrainte de confinement égale à la résistance latérale des couches du sol.

Si l'on admet que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée (DTU 13.2) illustrée dans la figure 1.16, la contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne (σ'_{clim}) s'écrit :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \tan^2[\pi/4 + \varphi/2]$$

avec:

φ = Angle de frottement interne de ballast.

σ'_{hlim} = Contrainte effective maximale du sol.

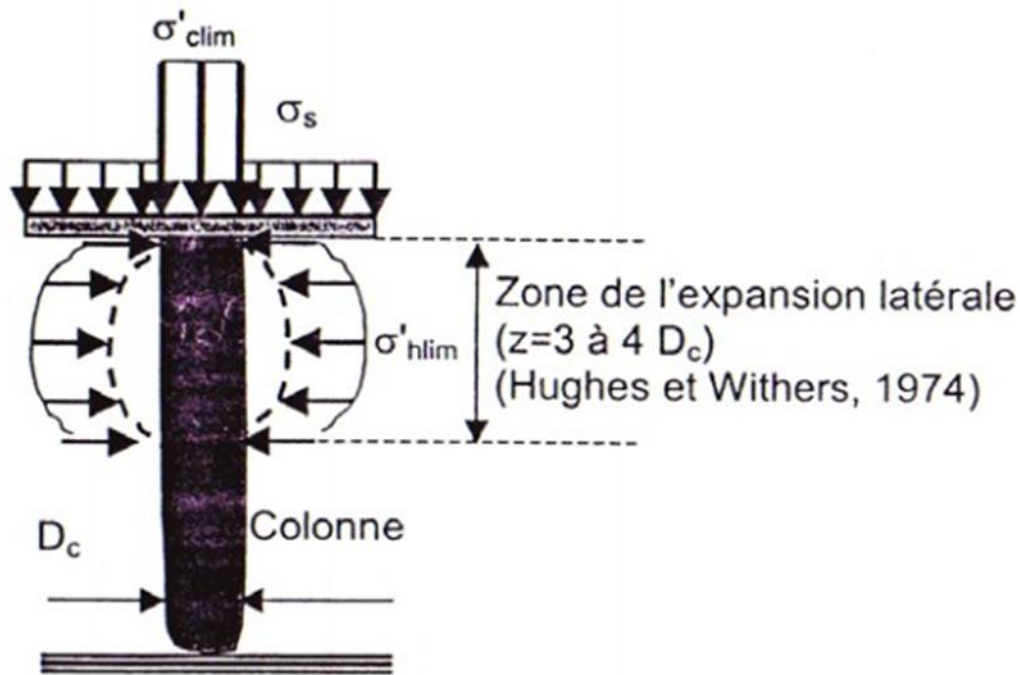


Figure 1.16 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale.[6]

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique, elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire (Essais triaxiaux) ou d'essais in situ (Préssiomètre, pénétromètre statique, etc).

1.3.7.2 Rupture par poinçonnement du sol

Pour les colonnes flottantes comme indiqué sur la figure 1.11(c), le poinçonnement a lieu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale ($\sigma_v(z)$) qui se transmet dans la colonne.

1.3.7.3 Rupture par cisaillement généralisé

Cependant, une colonne plus courte que la longueur critique est susceptible de rompre par une rupture par cisaillement généralisé (une rupture rare) si elle porte sur une base rigide et les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol.

« La rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol. Ce cas est peu fréquent (Soyez, 1985). »

1.3.8 Contrôle des colonnes ballastées

1.3.8.1 Avant la réalisation

On doit contrôler les matériaux qui arrivent sur chantier (Nature, granulométrie, etc...) en effectuant un certain nombre d'essais (analyse granulométrique, Los Angeles, Micro- Deval, etc.).

1.3.8.2 Pendant la réalisation

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

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

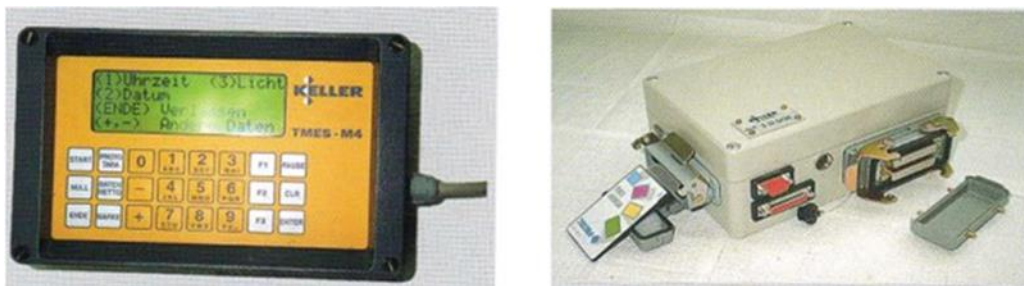


Figure 1.17 : Clavier et unité centrale de l'appareil de mesure M4. [6]

Pour chaque colonne ballastée réalisée, un enregistrement en fonction du temps est édité, permettant de vérifier :

- L'atteinte de la couche compacte en fin de fonçage de l'outil.
- L'intensité du compactage à tous les niveaux de la colonne.
- La continuité de la colonne sur toute sa longueur.
- La durée de réalisation d'une colonne.

1.3.8.3 Après la réalisation

En plus des essais de chargement réalisés sur quelques colonnes, on peut mener des essais sur la tête des colonnes pour vérifier leur compacité et continuité comme : L'essai de pénétration au cône (CPT) et l'essai de pénétration standard (SPT).

1.4 Renforcement des sols par géosynthétiques

1.4.1 Performances des géosynthétique

L'une des techniques de construction des remblais sur sols compressibles consiste en une solution de renforcement par des nappes géo synthétiques placées à la base du remblai. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

Holtz [6] rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géo synthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géo synthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géo synthétiques est de près de 1 milliards de m². En moins de 30 ans, les géo synthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'une géo synthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

1.4.2 Définition

Le nom "géo synthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géo synthétiques sont principalement utilisées sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géo synthétiques sont les suivants :

- **Les vinyliques** tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- **Les acryliques** sont utilisés dans les géo synthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- **Les polyamides** (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- **Les polyester**s (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- **Les polyoléfin**es est els que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

Tableau 1.4 : Rôles et applications des géosynthétiques. [2]

Rôle du <u>géosynthétique</u>	Description	Ouvrage / application
Séparation	Eviter le mélange de deux sols ou matériaux de nature différente	Routes, autoroutes, voies ferrées, pistes forestières...
Filtration	Maintien des particules de sol tout en autorisant la circulation de fluides	Routes, voies ferrées, barrages, tranchées drainantes, protection de berges / rivages ...
Drainage	Collecte et transport des eaux ou d'autres fluides	Drainage sous dallage, structure BA, remblai ou Installation de Stockage de Déchets (ISD) ...
Etanchéité	Prévenir ou limiter la migration des fluides par une <u>géomembrane</u>	Bassins, ouvrages souterrains, Installations de Stockage de Déchets (ISD) ...
Renforcement	Améliorer les propriétés mécaniques d'un sol (ou d'autres matériaux) en utilisant les propriétés de résistance/déformation d'un <u>géosynthétique</u>	Remblais (ferroviaires, routiers...) sur sols compressibles, cavités ou inclusions rigides ; murs de soutènement ; ...
Protection	Limitation de l'endommagement localisé d'un élément ou matériau	Protection des <u>géomembranes</u>
Lutte contre l'érosion de surface	Eviter les mouvements du sol et autres particules de surface	Talus de déblai, pentes naturelles, berges ...
Anti-fissuration	Retarder les remontées de fissure en surface dans les structures de chaussées	Aéroports, chaussées, ...

1.4.3 Classification Des Géosynthétiques

Les géo synthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication.

Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géo synthétiques sont présentées ci-dessous. Les géotextiles sont des nappes continues de fibres ou tricotés ou thermo-soudés.

Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion. Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géo synthétiques sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en géo synthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géo synthétiques filaments tissés, non-tissés, soudés.

Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion. Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géo synthétiques filaments tissés, non-tissés, soudés.



Figure 1.18 : Géotextiles. [5]

1.4.4 Les Fonctions Des Géosynthétiques

Séparation : la géo synthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, Chaussée.

Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes. [5]



Figure 1.19 : L'utilisation des géo synthétiques dans la séparation. [5]

Renforcement : la géo synthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés de déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géo grilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés.

Des géo synthétiques (Habituellement des géo grille) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.

Drainage : la géo synthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géo composites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et

murs de soutènement. Des drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement.



Figure 1.20 : Utilisation des géotextiles pour le drainage. [5]

1.5 Les inclusions rigides

1.5.1 Introduction

Le renforcement de sol par inclusions rigides, généralement désigné par le terme inclusions rigides, est une technique de renforcement de sol consistant en l'inclusion dans un sol de colonnes en béton ou en mortier, ou d'éléments préfabriqués battus. Le procédé inclusion rigide permet, à l'instar des autres méthodes de renforcement de sol comme les colonnes ballastées, de réaliser des fondations superficielles sur un terrain en place dont les caractéristiques géotechniques appelleraient traditionnellement des fondations profondes ou semi-profondes. Cette technique est souvent utilisée en remplacement des pieux, micropieux ou de fondations semi-profondes comme les puits en gros-béton. [13]

La technique des inclusions rigides verticales est utilisée pour fonder sur des horizons compressibles des ouvrages tels que les dallages, les remblais, les bâtiments industriels et commerciaux, les réservoirs et bassins. Cette technique vise à limiter les tassements absolus et différentiels sans passer par des superstructures rigides et onéreuses ou par des solutions traditionnelles telles que le pré chargement qui allongent les délais de construction. Bien que le procédé des inclusions rigides verticales soit très ancien (pieux bois), la réalisation d'ouvrages renforcés par inclusions rigides ne s'est développée que depuis le milieu des années 70, principalement dans les pays scandinaves.[13]

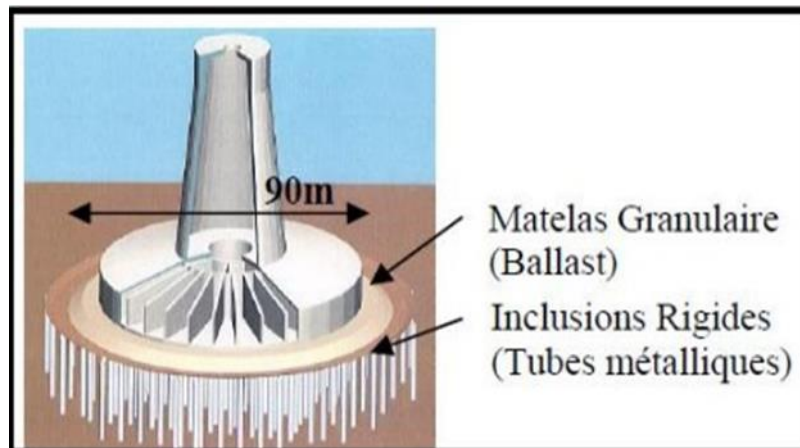


Figure 1.21 : Le mécanisme de l'un des quatre piles de pont Rion-Antirion.[13]

1.5.2 Historique Des Inclusions Rigides

La technique de renforcement par inclusions rigides constitue, parmi toutes les techniques d'amélioration d'un sol de fondation, une technique nouvelle et efficace. Cependant elle a déjà été utilisée maintes fois par les hommes au cours de l'histoire pour construire dans des sites difficiles, comme des zones marécageuses, et sans que l'on connaisse très bien son mode de fonctionnement. On a pu constater que depuis très longtemps des pieux en bois battus dans le sol ont servi de fondation à des structures de plus en plus lourdes au cours des âges. Mais ce n'est que lorsque se trouvent interposés entre ces pieux et la structure une couche de sable ou des fascines que l'on peut commencer à considérer qu'il s'agit d'un renforcement par inclusions rigides. On peut par ailleurs citer Kerisel (1986) qui mentionne un ouvrage intéressant de Coles (1986), relatif à la construction de routes néolithiques en Angleterre. Le principe, ingénieux en est le suivant : de longs pieux de bois sont battus inclinés pour former une succession de chevalets aux sommets desquels on place une voie de circulation en planches, mais qui peut également comporter une ligne de pieux verticaux non liés aux planches et placés sur sa ligne centrale comme indiqué à droite de la figure 1.22. [12]

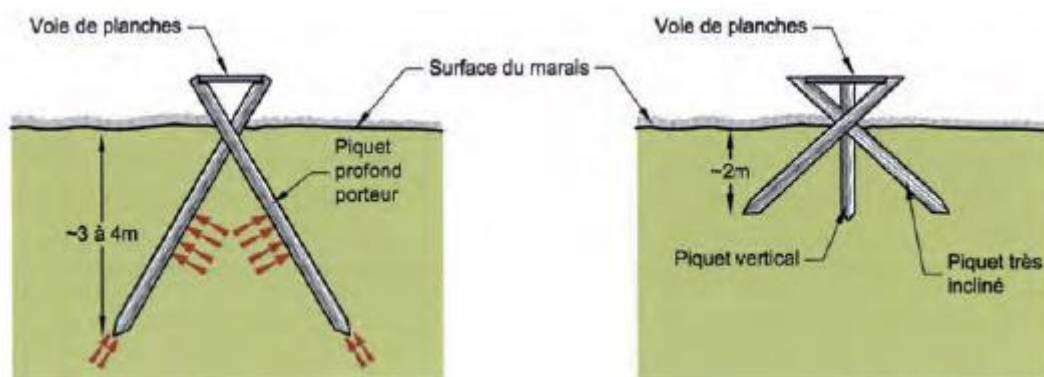


Figure 1.22 : Fondation de voies néolithiques (Angleterre).[12]

Dans ce dernier cas, les planches sont percées de trous sur cette ligne centrale permettant aux pieux verticaux de coulisser librement. Si les seuls chevalets, ne peuvent absolument pas

constituer une « fondation sur inclusions rigides », en revanche l'ensemble de la fondation de la voie présentée sur la figure de droite en est un ingénieux exemple. En effet, les efforts exercés sur la voie de part et d'autre de la ligne centrale chargent par frottement négatif les pieux verticaux par suite du tassement du sol entraîné par les chevalets. Ce fonctionnement est d'ailleurs similaire à celui repris, on le verra un peu plus loin, pour certaines constructions de la ville de Mexico. [12]

En 2000, il a été proposé de fonder sur inclusions rigides un cadre fermé en béton armé et ses remblais d'accès de 6 m de hauteur, à la sortie de l'autoroute A15 à Rouen (Combarieu et Pioline, 2004). L'utilisation de cette technique a permis de répondre aux exigences d'un délai impératif de quatre mois pour la mise en service de la voie nouvelle. Avec 10 m de sols très compressibles dont de la tourbe, des inclusions rigides de 15 m de longueur et de 40 cm de diamètre, réalisées à la tarière creuse et surmontées de dallettes, ont permis de ramener à 4 cm les tassements de l'ouvrage et de ses accès, de façon homogène, ce que n'auraient pas permis des fondations profondes mises uniquement sous le cadre en béton. Le projet ICEDA (Installation de Conditionnement et d'Entreposage de Déchets Activés) réalisé en 2010 par Électricité de France sur le site du Bugey est un bâtiment destiné à accueillir temporairement des déchets de déconstruction des réacteurs nucléaires de 1^{re} génération et de Super Phénix, et les déchets d'exploitation des tranches REP. Sa durée de vie prévisionnelle est de cinquante ans. Ses dimensions sont de l'ordre de 120 m par 60 à 70 m et les charges moyennes sont comprises entre 140 kPa (sous les halls d'entreposage des colis de déchets) et 240 kPa (sous l'atelier des colis). [12]

Les tassements évalués en phase APS, de l'ordre de 25 cm, furent jugés trop importants et une solution de renforcement de la couche d'argile compressible par inclusions rigides a été adoptée. Le calcul du tassement du bâtiment sur sol renforcé a conduit à des valeurs de l'ordre de 4 cm. [12]

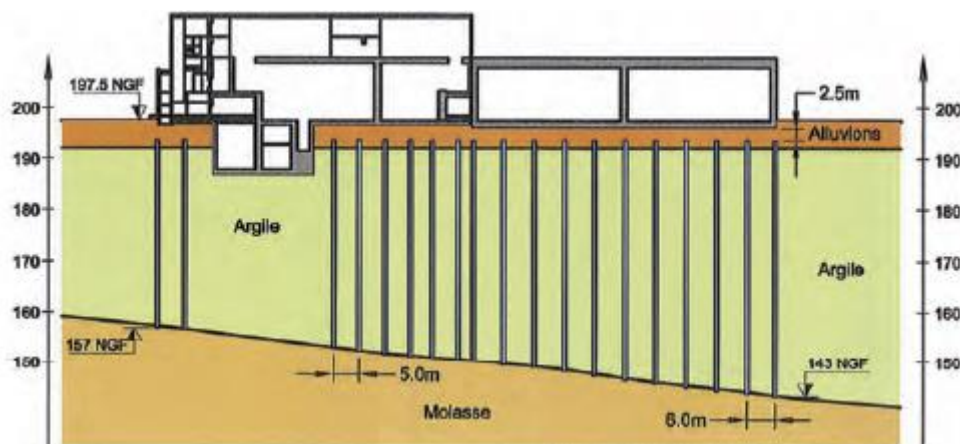


Figure 1.23 : Renforcement par inclusions sous le projet ICEDA (Bugey). [12]

On terminera cet historique avec les fondations parasismiques de l'ouvrage exceptionnel qu'est le pont de Rion-Antirion dans le détroit de Corinthe en Grèce. L'ouvrage, édifié dans un site de forte sismicité, de mouvement tectonique potentiel et de navigation maritime particulièrement importante, repose sur une très forte épaisseur de sols de résistance faible à

moyenne et très hétérogènes (sables, limons, graviers, argiles). Ce sol de fondation, pour trois des appuis, a été renforcé par des inclusions rigides constituées de tubes métalliques ouverts de gros diamètre (2 m), battus sur 25 à 30 m, remplis de sable et recouverts d'un remblai de gravier de 2,80 m d'épaisseur formant le matelas de répartition. La fondation, constituée d'un caisson de 90 m de diamètre, préfabriqué et amené par flottaison, repose directement sur le sol renforcé en fond de mer par 90 m d'eau. Ce système de fondation, proposé (Pecker, 2004) s'est révélé, lors des études, techniquement beaucoup mieux adapté qu'une solution traditionnelle sur pieux, particulièrement vis-à-vis des séismes. En effet, l'intercalation d'un très épais matelas de répartition a créé un « fusible » capable d'absorber par cisaillement une grande partie des efforts latéraux provoqués par un séisme, le caisson pouvant glisser de plus d'un mètre sur son assise sans incidence notable sur l'ouvrage. [12]

1.5.3 Domaine d'application

Les solutions d'amélioration de sols sont utilisées d'une façon générale pour des ouvrages de grande emprise au sol. Dans cette technique de renforcement des sols, il existe généralement deux types d'ouvrage :

- Inclusions sous dallage (des dallages des bâtiments industriels et commerciaux) : pour ce type d'ouvrage une dalle rigide est intercalée entre la PTC et la structure, une attention particulière doit être prise au dimensionnement de la plateforme de transfert de charge à cause des moments fléchissant pouvant se développer et la charge d'exploitation sur le dallage qui n'est pas forcément uniforme.
- Inclusions sous remblai : la charge dans ce cas est permanente, la surcharge d'exploitation est faible et il n'y a pas de structure. La base du remblai doit être traitée, spécifiquement, pour assurer le rôle de la PTC. La stabilité du remblai et les tassements à la surface de ce dernier sont les critères de dimensionnement pour ce type de réalisation. La figure 1.18 présente des exemples d'ouvrages réalisés sur un sol renforcé par des inclusions rigides. [13]

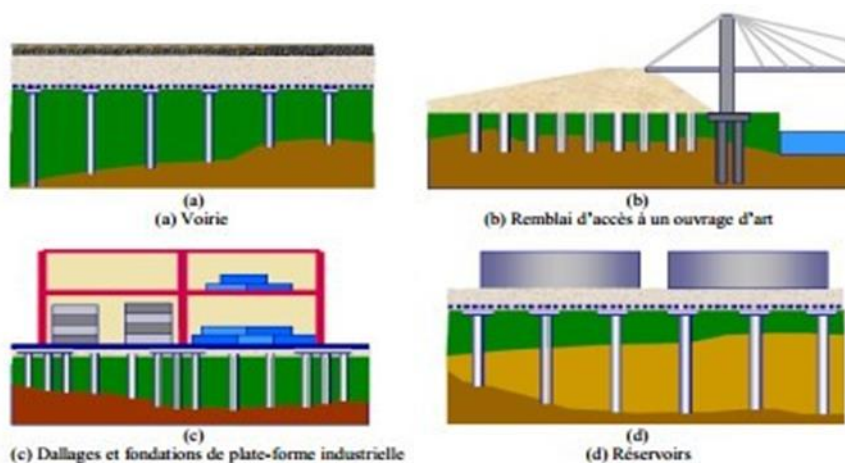


Figure 1.24 : Exemples d'ouvrages réalisés sur un sol renforcé par des inclusions rigides.

[17]



Figure 1.25 : Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai.

1.5.4 But d'utilisation

- Augmenter sa résistance en place, pour augmenter sa capacité portante.
- Diminuer la compressibilité des sols en place.
- Arrêter le mouvement d'une pente instable pour permettre des travaux de confortement permanent.
- Accélérer la consolidation d'un dépôt d'argile.
- Homogénéiser les sols pour réduire le risque de tassement différentiel.
- Diminuer le potentiel de déformation volumique des sols.
- Stabiliser le remblai.
- Améliorer la stabilité d'un talus existant.
- Réduire la gélivité.[13]

1.5.5 Les différents types des inclusions rigides

Suivant la nature, les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible, de nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés, allant des pieux classiques aux colonnes de sol traité. On présente ici les principaux types d'inclusions, en les différenciant selon qu'elles sont préfabriquées ou fabriquées in situ. Parmi les inclusions fabriquées in situ, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place.[13]

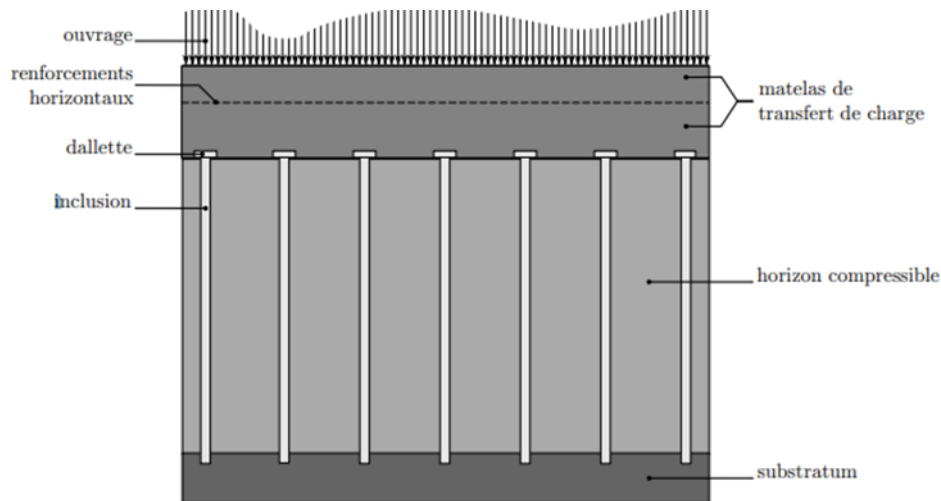


Figure 1.26 : Schéma de principe de l'amélioration de sols par inclusions rigides.[13]

1.5.5.1 Inclusions préfabriquées

Parmi les inclusions préfabriquées, on retrouve principalement tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage ; leur avantage est d'être constitué d'un matériau manufacturé et contrôlé, dont les propriétés géométriques et mécaniques sont connues. Elles sont généralement mises en place par refoulement et ne sont donc pas source de déblais. Souvent faciles à mettre en œuvre dans des sols mous, elles peuvent être peu économiques si leur dimensionnement est contrôlé par leur fonçage. Plus généralement, leur mise en œuvre peut être source de nuisances (bruits, vibrations) et, dans certains cas, le refoulement latéral du sol peut affecter les structures ou les pieux adjacents.[13]

- **Pieux muraux.** Dans cette application, de nombreux pieux individuels sont interconnectés pour former un mur qui contrebalance la pression latérale et les forces verticales minimales. Les pieux muraux ou les palplanches sont utilisés comme retenues pour le sol meuble et parfois l'eau dans de nombreuses applications temporaires et permanentes telles que la construction de batardeaux, de voies navigables, de protection des rives, de tranchées, etc.
- **Pieux porteurs.** Ces types de pieux sont utilisés pour transférer les charges verticales de la superstructure à travers des strates à faible capacité portante vers une couche solide de sol ou de roche. Les pieux porteurs ont deux types selon la manière dont ils transmettent la charge :
 1. **Pieux porteurs d'extrémité** - l'extrémité inférieure du pieu repose ou est ancrée à une couche solide de sol ou de roche. Il agit exactement comme une colonne.
 2. **Pieux de friction** - il développe la stabilité à partir du frottement créé entre toute la surface du pieu contre le sol environnant. Le pieu de friction est idéal pour les sols tels que l'argile raide.

- **Pieux d'amélioration du sol.** Empilés à des intervalles déterminés, ils augmentent la densité et la capacité portante du sol en comprimant ou en compactant tout en agissant également comme un groupe de pieux à friction.
- **Pieux en béton armé.** Aussi appelés pieux en béton, ils sont produits soit par pré-moulage, soit par coulage en place. Les pieux préfabriqués sont installés par battage tandis que les pieux coulés sur place sont formés en forant un trou suivi de la mise en place de béton frais. Les pieux en béton sont utilisés comme éléments de fondation qui supportent presque tous les types de structures, en particulier dans les zones où la corrosion est certaine ou très attendue. Les pieux en béton massif ont généralement une section transversale circulaire et rectangulaire. Les pieux en béton creux ou les pieux filés ont la forme d'un beignet avec des parois plus minces.
- **Pieux en bois.** Bien que conçus pour supporter des charges minimales et une durée de vie plus courte, les pieux en bois sont avantageux en raison de leur disponibilité dans les régions éloignées et de leur coût inférieur.
- **Pieux composites.** Il s'agit d'une application qui combine différents matériaux pour créer le pieu le plus efficace et le plus économique qui s'adapte aux conditions environnementales existantes. Dans ce système, les supériorités et les infériorités des différents matériaux sont prises en compte pour les utiliser stratégiquement avec un maximum d'avantages.[13]

1.5.5.2 Inclusions construites in situ

De mise en œuvre plus souple que les pieux préfabriqués avec peu de risques de soulèvement du sol adjacent, leur longueur peut s'adapter aux variations des conditions de site. Toutefois, la fabrication in situ rend le risque de défauts locaux, voire de malfaçons, plus important. On peut citer :

- **Pieu battu.** sont également appelés pieux de « déplacement » car le processus d'installation déplace une quantité de sol équivalente au volume du pieu battu. Les pieux battus gagnent efficacement en capacité géotechnique en déplaçant le sol autour du puits et en compactant les sols au pied lors de l'installation. Le battage des pieux se fait généralement par percussion et marteaux vibrants mais dans les cas difficiles, il se fait à l'aide de certaines techniques comme suit :
 1. **Jet d'eau** - cela implique l'installation d'un dispositif à jet d'eau au pied du pieu qui fournit de l'eau en continu pour réduire la friction tout au long de l'opération de battage du pieu
 2. **Pré-tarière**-elle utilise une tarière à vol continu qui pénètre le sol à l'avance pour faciliter l'entrée de la pile entraînée.
 3. **Gabarits de battage de pieux**-également appelés mandrins, ils sont utilisés comme support et guide pour les pieux afin de maintenir un positionnement axial vertical et droit dans des situations difficiles de battage de pieux.

- **Pieu foré.** Ces types de pieux sont installés en forant un trou vertical dans le sol puis en le remplissant de béton frais. Par forage, le sol est retiré pour laisser de la place au pieu à installer, qui est également étiqueté comme pieu de « remplacement ». Les pieux forés peuvent être en béton ordinaire ou armé. L'installation de pieux forés peut comprendre l'enfoncement d'un tuyau d'acier temporaire comme châssis pour éviter l'érosion et le colmatage du trou foré. Celui-ci reste en place dans la partie supérieure du trou jusqu'à ce que le coulage du béton soit terminé. Les pieux forés sont couramment utilisés dans les systèmes de fondation qui supportent de lourdes charges structurales. Ils sont également favorisés dans des conditions de sol instables et difficiles comme un sol cohésif et soulevé, et sur des sites où le dégagement vertical est limité et où les vibrations excessives sont interdites.[13]

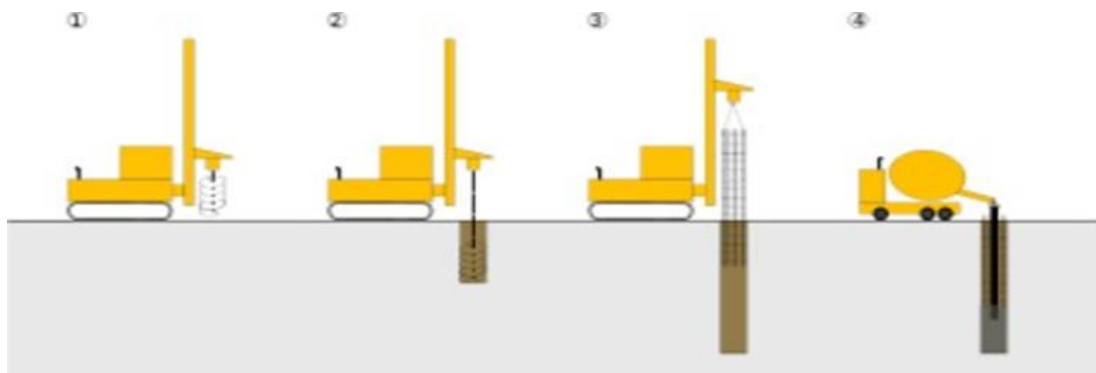


Figure 1.27 : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé. [13]

1.5.6 Principe de fonctionnement de sols par inclusions rigides

On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible. Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes que nous détaillerons par la suite.

Ce type de fondation peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondation traditionnelles. Le dimensionnement des réseaux d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol. Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Les inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage. La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes

assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques ; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

C'est l'interposition de cette plate-forme granulaire qui différencie cette technique de celle des fondations mixtes, où la structure repose directement sur les pieux ou autres inclusions. Limitant la charge transmise au sol compressible, cette plate-forme permet de réduire à la fois le tassement absolu et différentiel. Interface au rôle mécanique essentiel entre la charge et les inclusions, il peut être amélioré par traitement ou à l'aide de nappes géosynthétiques horizontales.

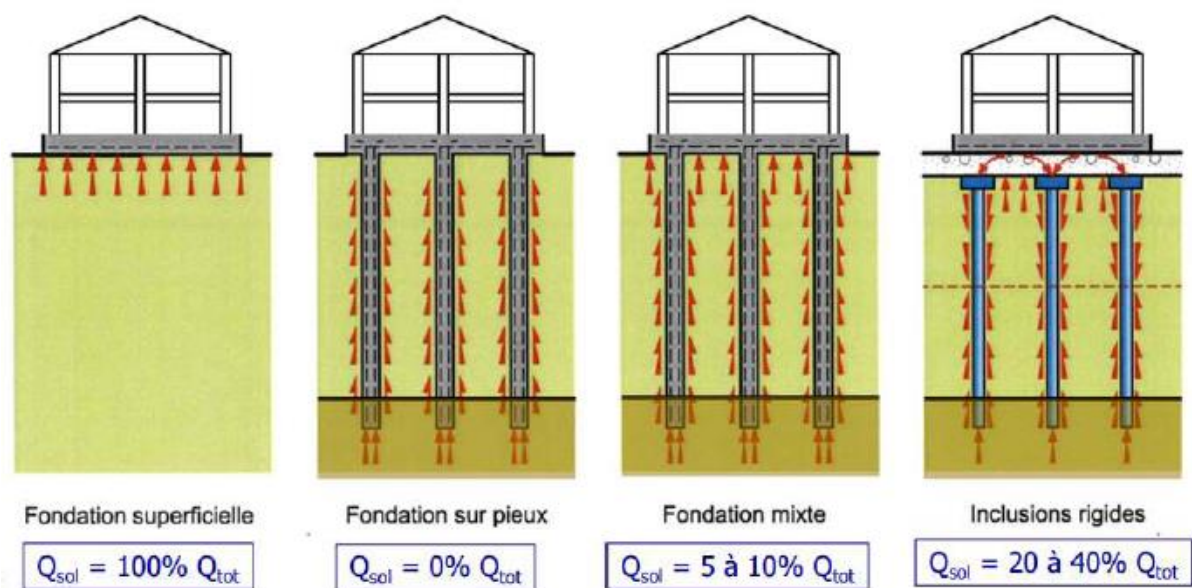


Figure 1.28 : Transfert de charges dans les différents types de fondation. [8]

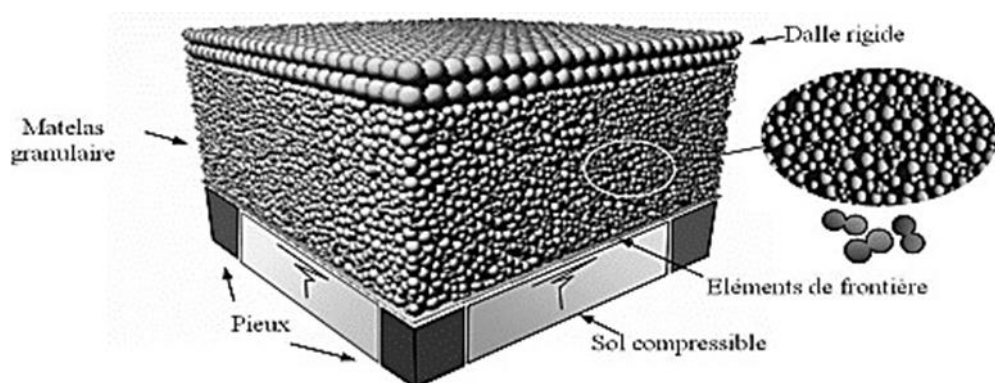


Figure 1.29 : Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides en 3D.

Il est important de noter que c'est bien la combinaison des inclusions et de la plateforme granulaire qui assure la réduction des tassements différentiels sous l'ouvrages tout en évitant l'interposition d'un élément de structure rigide et onéreux. La désolidarisation entre les inclusions permet ainsi de simplifier les liaisons et peut apporter aussi une solution efficace vis à-vis des sollicitations sismiques. La charge est appliquée à la surface de la plate-forme de transfert. Celle-ci doit permettre le développement de voûtes prenant appui sur les inclusions et transférant une part importante des charges sur la tête des inclusions. Le développement de cet effet de voûte suppose, d'une part, que la plate-forme granulaire ait une résistance au cisaillement suffisante et, d'autre part, que son épaisseur permette à la voûte de se former. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large (dallette) afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Par ailleurs, les efforts résiduels sur la couche compressible font tasser celle-ci, induisant un frottement négatif sur les inclusions rigides qui transfère ainsi une part supplémentaire de la charge due à l'ouvrage.

1.6 Conclusion

L'étude bibliographique montre qu'il y a plusieurs méthodes et techniques pour améliorer tout les types du sol.

Le choix dépend sur plusieurs paramètres, comme : Type de sol, Type de charge appliqué sur le sol, L'ouvrage, Tassement, Déroulement de construction et le coût de réalisation.

Une étude géotechnique approfondie est essentielle pour déterminer la solution de renforcement de sol la plus appropriée.

Chapitre 2 :

« Présentation du projet »

Chapitre 2 : Présentation du projet

2.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le projet à étudier ainsi que ses principales caractéristiques : la localisation, la sismicité, la géologie, la géomorphologie, et enfin l'hydrologie du site.

2.2 Description de l'ouvrage

Le projet porte sur la réalisation d'une ligne ferroviaire minière reliant ANNABA, BOUCHEGOUF, TEBESSA, DJEBEL ONK, BLED EL HEDBA (voir Figure 2.1). Il s'agit d'une ligne à double voie, avec un écartement standard des rails de 1435 mm et une hauteur de remblai qui varie entre 4.4m et 7.8m environ. (Voir Figure 2.2)

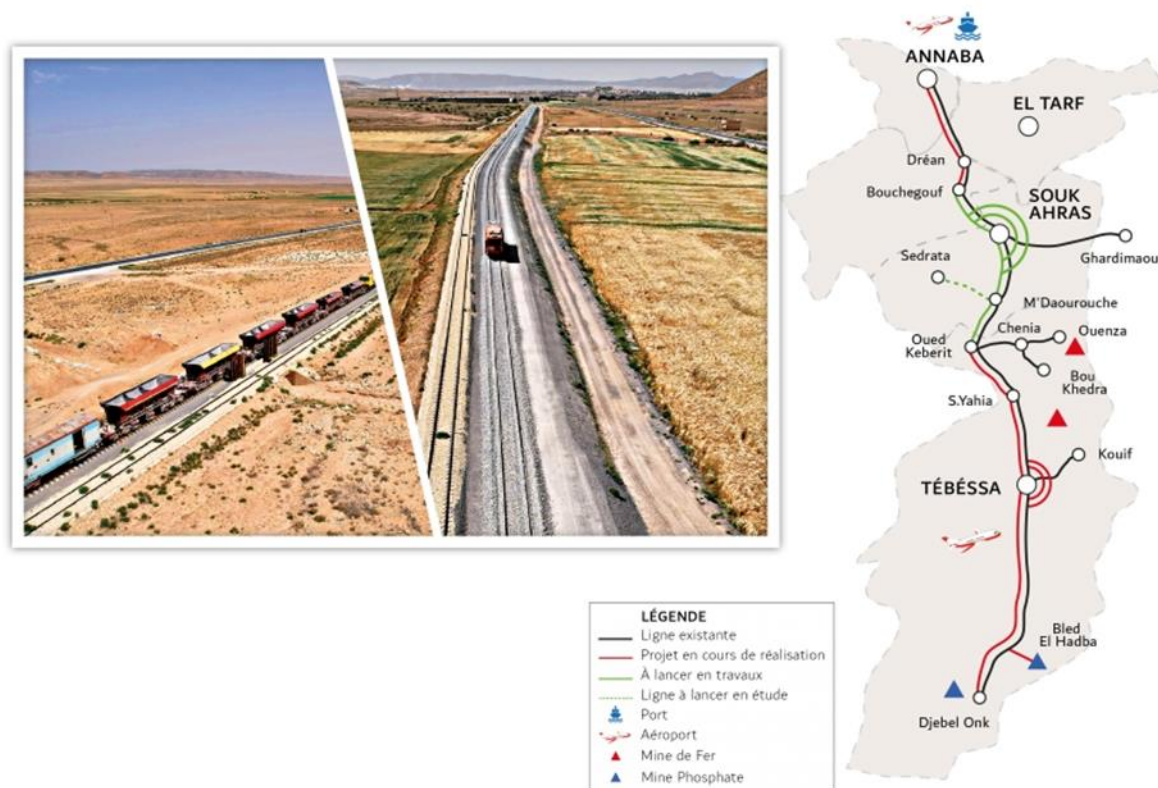


Figure 2.1 : Tracé de la ligne ferroviaire minière du projet.

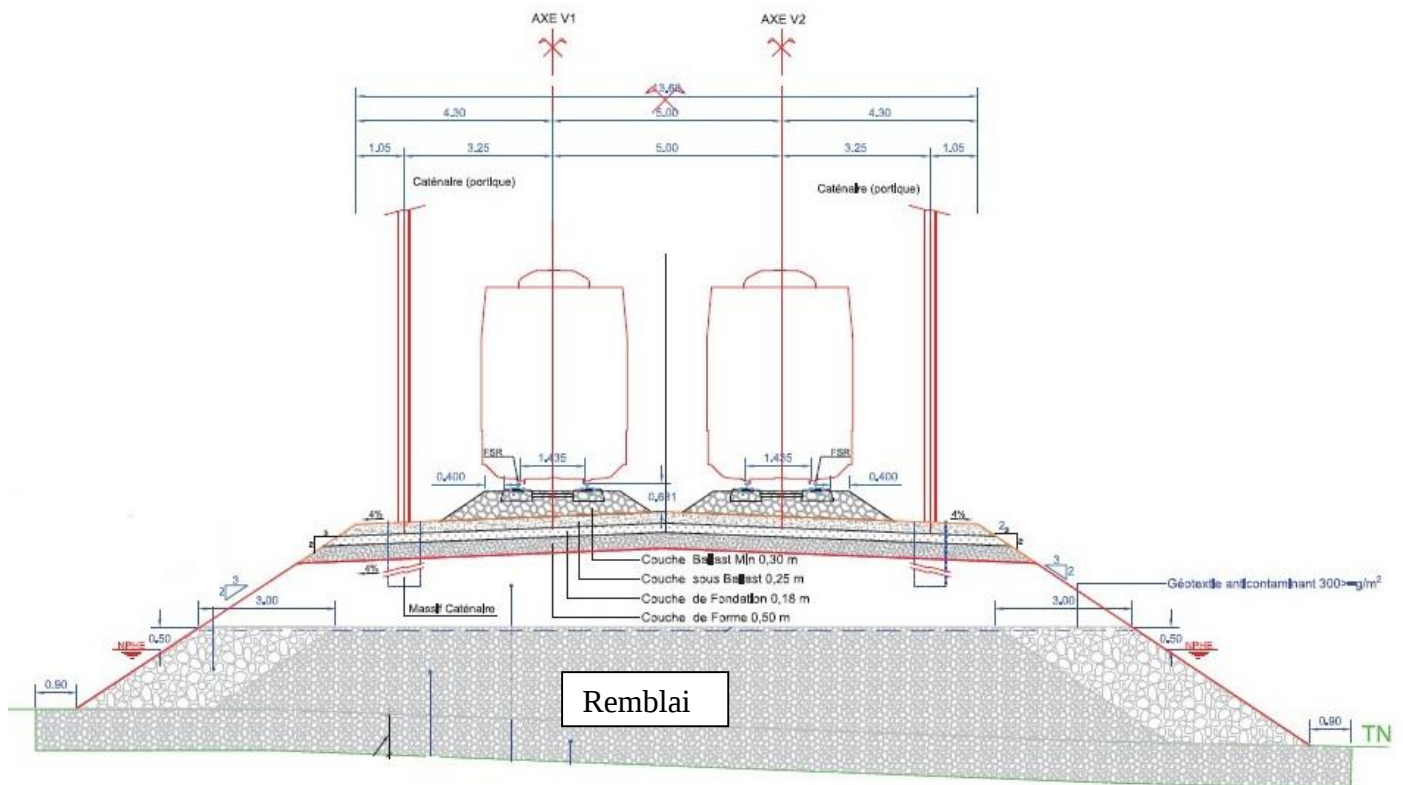


Figure 2.2 : Profil en travers type d'une voie ferrée à double ligne.

Le tronçon étudié dans le cadre de ce mémoire est celui compris entre Annaba et Bouhegouf, sur une distance de 22 km, correspondant aux sections situées entre le PK 27+000 et le PK 49+000. La Figure 2.3 montre une carte satellite de la zone du projet étudié.

Sur ce tronçon, **quatre sections** ont été identifiées comme nécessitant un traitement de renforcement du sol :

- Section 1 : 33+400 au 33+700 PK EXE (300 m).
- Section 2 : 34+300 au 34+700 PK EXE (400 m).
- Section 3 : 37+300 au 38+100 PK EXE (800 m).
- Section 4 : 41+000 au 42+100 PK EXE (1100 m).

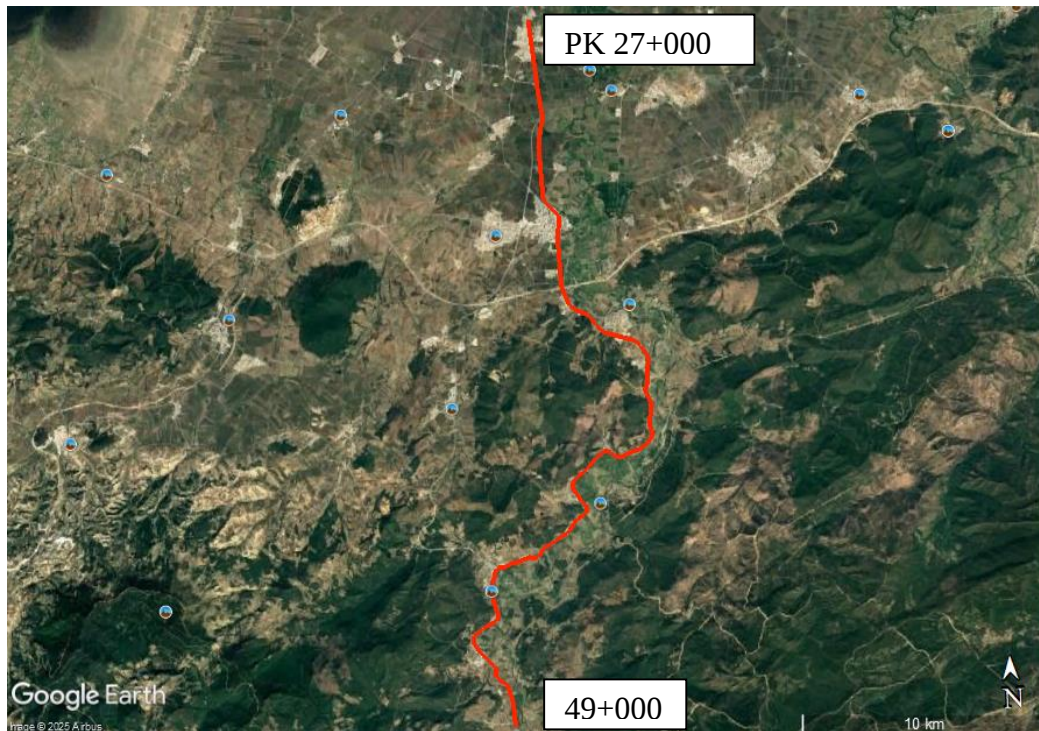


Figure 2.3 : Carte satellite de la zone du projet étudiée.

2.3 Localisation du site

La région d'étude est située dans la partie Nord-Est de l'Algérie. Elle fait partie de la zone Est de la wilaya de Guelma. Elle se trouve à environ 35 km au sud d'Annaba et à 25 km au nord-ouest de Souk Ahras. Au Nord-Est, elle est limitée par la wilaya d'El-Tarf, située à 44 km. La ville de Bouchegouf dont la création remonte à l'époque pré-coloniale, a été érigée au rang de chef de daïra depuis le découpage administratif de 1974. Ses frontières administratives sont les suivantes :

- Au Nord : la commune de Oued Frarah
- Au Sud : la commune de M'zadji-Sfa
- A l'Est : la commune de Hammam Beni Salah
- Au Nord-Ouest : la commune de Boukamouza
- Au Sud-Ouest : la commune de Hammam N'Bail

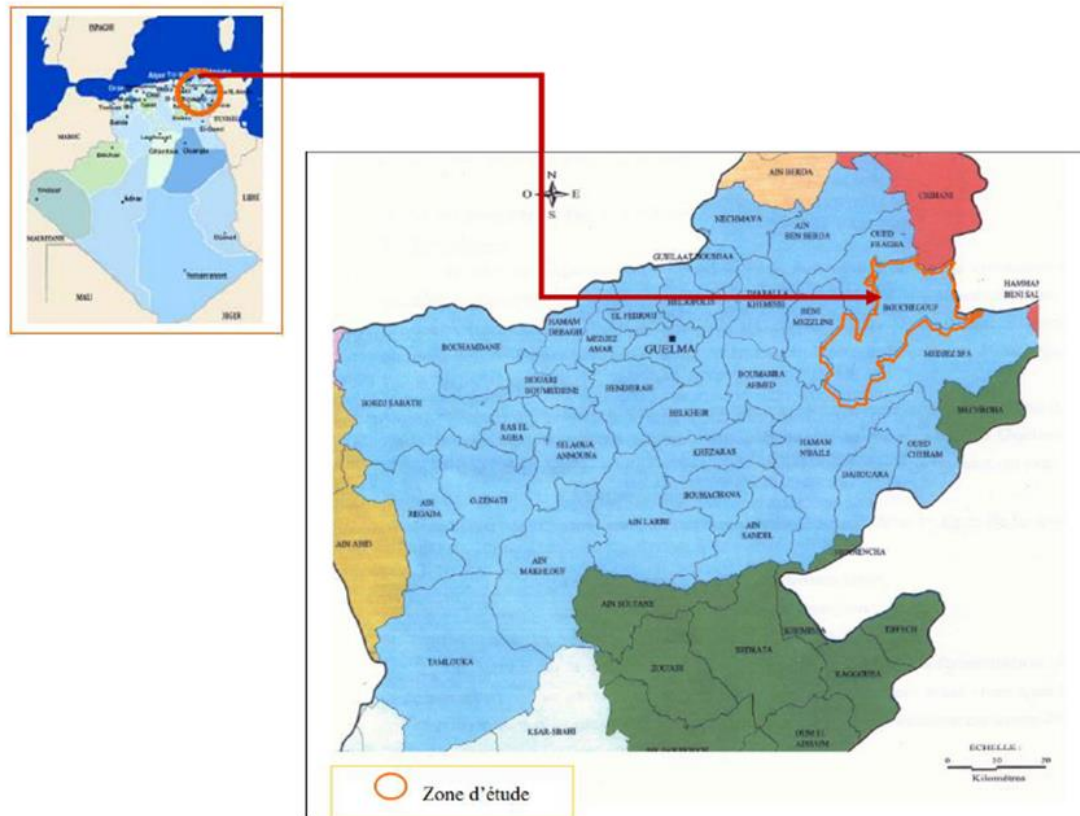


Figure 2.4 : Situation géographique du site d'étude.

2.4 Sismicité du site

Selon les nouvelles dispositions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), le territoire national a été subdivisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies ci-dessous :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité faible à moyenne.
- Zone III : sismicité moyenne.
- Zone IV : Moyenne à élevée.
- Zone V et VI : élevée. [19]

Comme présenté dans la figure ci-dessous, les coefficients d'accélération (A) à prendre en considération dans le calcul des ouvrages dépendront du zone sismique.

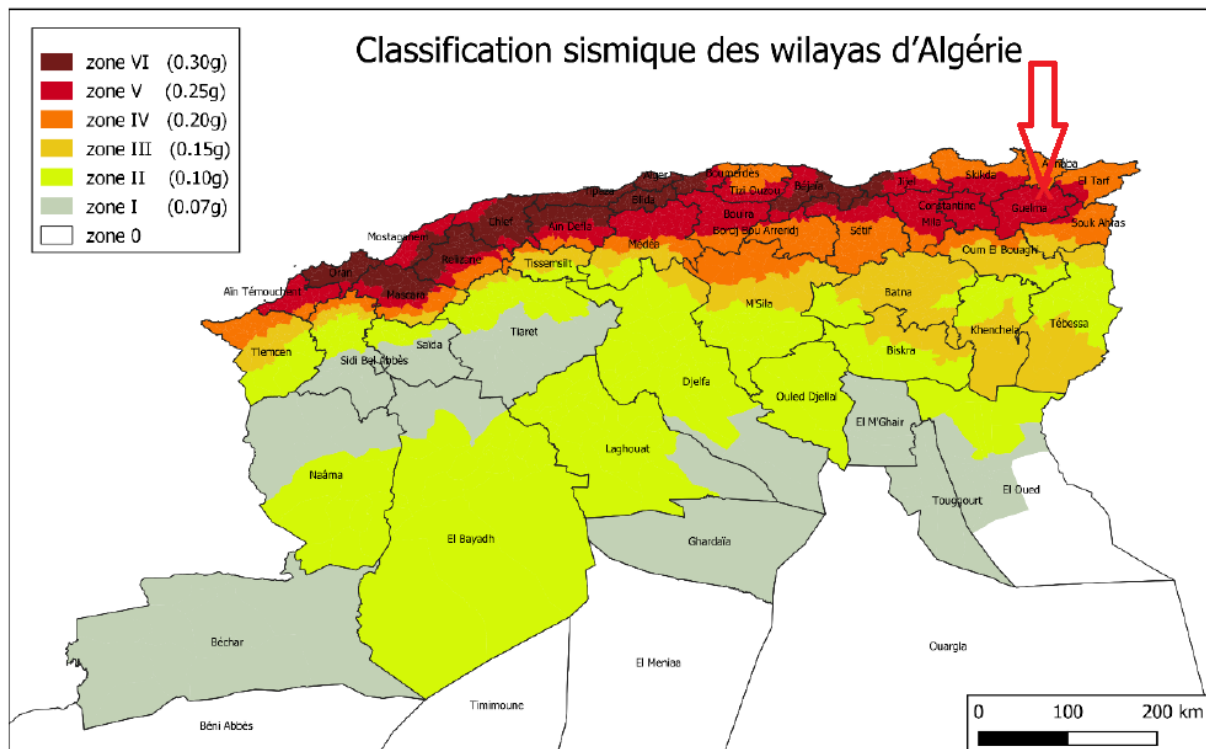


Figure 2.5 : Zonage sismique de l'Algérie. [19]

Classification :

- Zone sismique : Zone V (Sismicité élevée).
- Coefficient d'accélération de zone soit $A=0,25$.

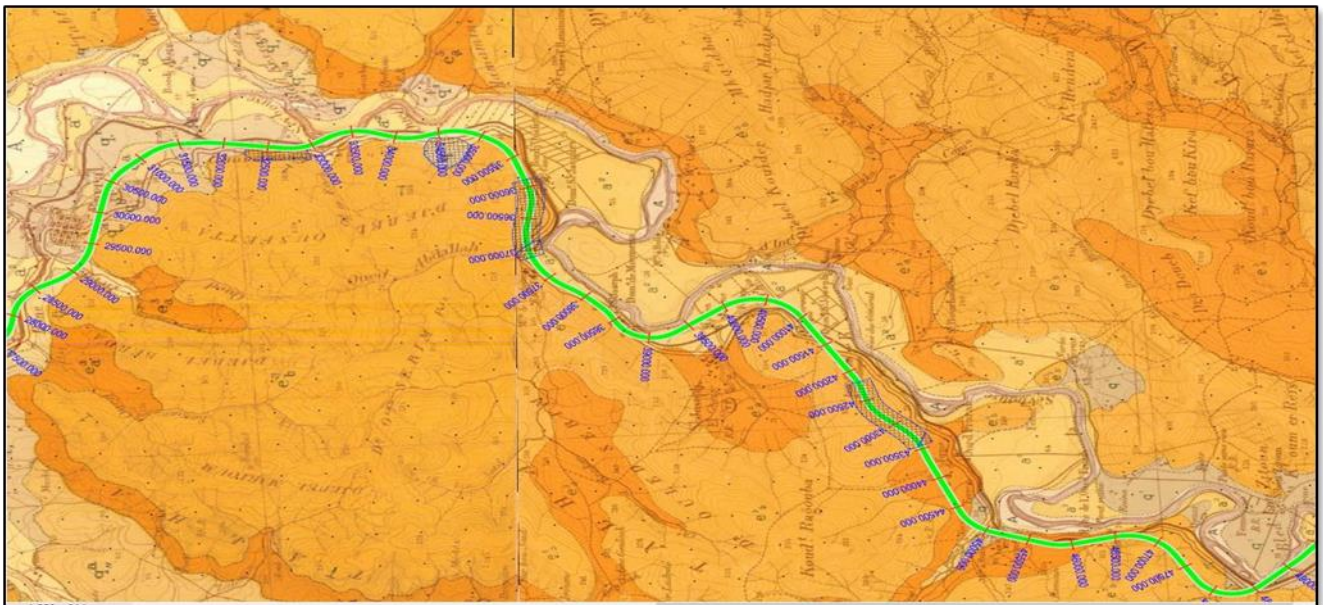
2.5 Aperçu géologique

En se référant à la carte géologique de la ville de BOUCHEGOUF (voir Figure 2.7), la zone d'étude se caractérise par des formations essentiellement du Mio-Eocene à couverture quaternaire, à savoir :

- Des terrains anciens se matérialisent par des formations de l'Eocène constitués par des formations Numidiennes matérialisées par :
 - Les argiles Numidiennes : les grés Numidiens reposant sur des marnes argileuses intercalés par endroit par des bancs de grés à grains fin et des niveaux marno-calcaires ;
 - Les grés Numidiens : grés en bancs massifs à grains fin à grossiers, de couleur rougeâtre à jaunâtre en surface en raison de la présence de sel en fer. Cette formation s'étale sur plusieurs centaines de mètres constituant tous les sommets de la région.
- Les terrains de l'Eocène se poursuivent par des terrains du Miocene constitués par des formations d'argiles gréseuses et des conglomérats rouges s'étalant largement dans la

région et au Sud de Medjazsfa. Les dépôts conglomératiques se présentent sous forme de galets de grandes dimensions à des grés assez fins ;

- Ensuite viennent les terrains de couvertures du Quaternaire, matérialisés par un matériau alluvionnaire, à savoir :
 - Alluvion de haute terrasse « 150m » : constitués par des argiles et des conglomérats, très largement représentées dans la vallée de Seybousse, entre l'extrémité septentrionale du village de Boudaroua. En dehors de celle-ci, cette terrasse n'est représentée que dans la haute vallée de l'Oued el Kebir ;
 - Alluvion de moyenne terrasse « 15m » : constitués par des dépôts conglomératiques et cailloutis formés de galets de provenance en majeure partie des grés Numidiens, étant largement étalés dans la vallée de Seybousse, alors que cette terrasse est très peu étendue au sein de l'Oued Melah et de l'Oued EL Kebir.
- L'ensemble de ces formations sont surmontées par des terrains actuels matérialisés par un matériau alluvionnaire et des éboulis de pente, à savoir :
 - Alluvion de la basse terrasse « 5m » : constitués par des facies limoneux et des cailloutis rarement cimentés en conglomérats ;
 - Les éboulis de pente : qui se développent au pied des escarpements gréseux, recouvrant les marnes argileuses sous-jacentes ;
 - Le lit majeur des cours d'eau qui se manifeste par des dépôts limoneux et



graveleux déposés en périodes de hautes eaux.

Figure 2.6 : Implantation de la zone d'étude sur la carte géologique de BOCHÉGOUF 1/50000^e

Légende :



2.6 Hydrogéologie

Le corridor du projet du tronçon Chbeita Mokhtar- Bouchegouf, traverse les bassins versants de l'oued Seybouse.

La zone d'étude située à l'exutoire du bassin versant de Seybouse, s'étend sur une superficie de 1 063 km² et possède une façade maritime. Ce bassin versant est limité :

- au Nord par le bassin des Côtiers Constantinois du centre et de l'est (03),
- au Sud par le bassin des Hauts plateaux Constantinois (07),
- à l'Ouest par le bassin versant de Kébir Rhumel (10),
- et à l'Est par le bassin versant Medjerdah (12).

Ce bassin s'étend aussi au-delà des limites administratives de 68 communes, relevant des Wilayas de OUM EL-BOUAGHI, GUELMA, EL-TARF, ANNABA et SKIKDA.

Cette région est caractérisée par un réseau hydrographique très dense alimenté par les montagnes du massif de Guelma, constitué en majeure partie d'oueds intermittents et secs durant plusieurs mois de l'année. Lors des périodes pluvieuses, ils se transforment en véritables torrents, agents d'érosion et de transport de sédiments.

Le réseau hydrographique de la région d'étude est dense au sud, entre Jbel El Madjene et Bouchegouf, avec des précipitations moyennes qui varient entre 350 et 500 mm. Il est moins dense au niveau des plaines d'Annaba, où les précipitations annuelles varient entre 500 à 600 mm.

La plaine d'Annaba est drainée par l'Oued Seybouse, à écoulement vers le nord. Elle prend sa source dans les montagnes du Tell, près de la ville de Tébessa, dans l'est du pays. Elle traverse ensuite plusieurs wilayas avant de se jeter dans la mer Méditerranée, près de la ville d'Annaba.

La Seybouse est l'un des cours d'eau les plus importants de la région est de l'Algérie. Son bassin versant couvre une grande partie de la région montagneuse du Tell. La rivière joue un rôle crucial dans l'approvisionnement en eau de la région, soutenant l'agriculture et d'autres activités économiques. La vallée de la Seybouse est également connue pour sa fertilité, favorisant la croissance de différentes cultures. L'histoire de la région remonte à l'Antiquité, avec des vestiges archéologiques attestant de l'occupation humaine depuis des millénaires.

Drean connaît des variations saisonnières extrêmes en ce qui concerne l'humidité perçue. La période la plus lourde de l'année dure 4,0 mois, du 9 juin au 10 octobre, et le mois ayant le plus grand nombre de jours lourds à Drean est août, avec 17,4 jours lourds ou plus accablants.

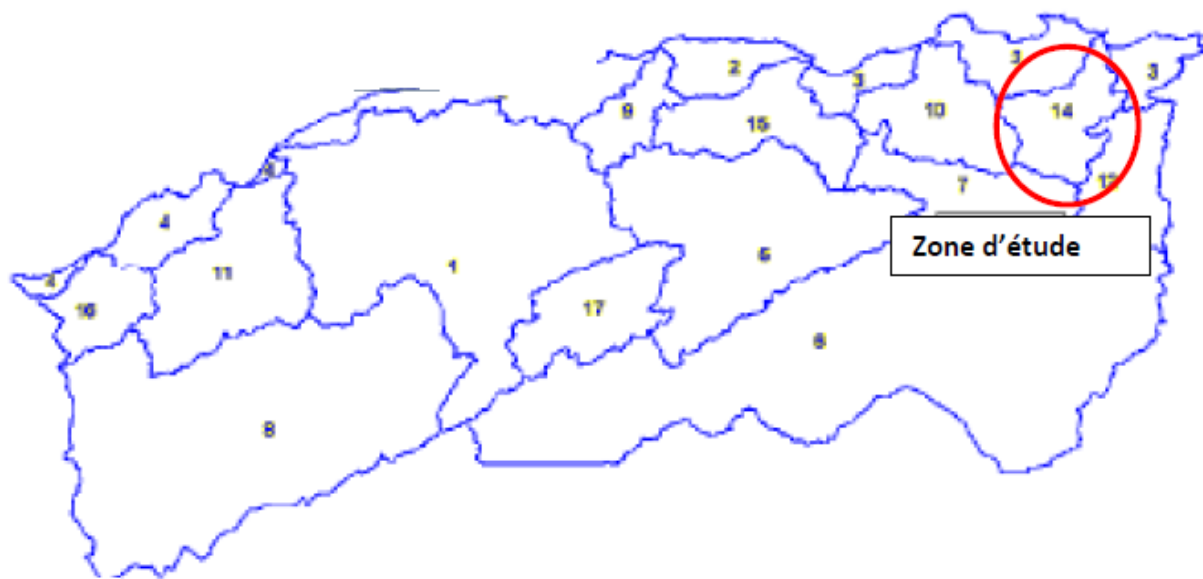


Figure 2.7 : Carte de la situation géographique du bassin versant d'oued Seybousse (BV N° 14).

2.7 Conclusion

Le projet que nous allons étudier est situé dans la région extrême Nord-est Algérien qui se distingue d'un climat méditerranéen recevant d'importantes précipitations en hiver. La zone du projet est classée comme une zone de sismicité élevée V, et le projet d'une catégorie S_3 (site meuble).

L'étude géotechnique qui est l'objet du chapitre suivant qui va nous permettre d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans le but d'étudier les caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

Chapitre 3 :

« Etude géotechnique »

Chapitre 3 : Etude géotechnique

3.1 Introduction

Les études géotechniques sont un domaine crucial de l'ingénierie civil, particulièrement importante ici en région Nord-Est où les conditions de sol peuvent varier considérablement. En termes simples, ce sont des investigations pour comprendre les propriétés mécaniques et physiques du sol et de la roche présents sur notre site.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la synthèse des reconnaissances géotechniques réalisées dans le cadre de notre projet. Il présente ensuite une analyse et une interprétation des sondages et essais en laboratoire permettant de caractériser au mieux les propriétés physiques et mécaniques des sols.

3.2 Contenu de la campagne d'investigation géotechnique in-situ

La campagne de reconnaissance géotechnique menée dans la zone d'étude objet du présent rapport a comporté l'exécution des sondages et essais in-situ suivants :

✓ Trente-trois (33) sondages carottés (réalisés en phase d'avant projet détaillée APD du projet) et cinquante-huit (58) autres sondages carottés réalisés en phase d'exécution entre 10,00m et 25,00 m de profondeur chacun avec prélèvements d'échantillons intacts et remaniés pour des essais de laboratoire ;

✓ Deuze (12) sondages pressiométriques (réalisés en phase APD du projet), et cinquante-huit (58) autres sondages de 10 à 50m de profondeur réalisées en phase d'exécution, à raison d'un essai tous les 1,00m pour les pressiomètre de la phase exécution.

✓ Dix-Sept (17) puits de reconnaissance (réalisés en phase APD du projet) et trente-quatre (34) autres puits de reconnaissances réalisées en phase d'exécution de 3 m de profondeur ;

✓ Deux (02) Pénétomètre statique CPT (réalisés en phase APD du projet) ;

La Figure 3.1 montre une carte satellite de la zone du projet étudiée avec emplacement des sondages et essais in-situ.

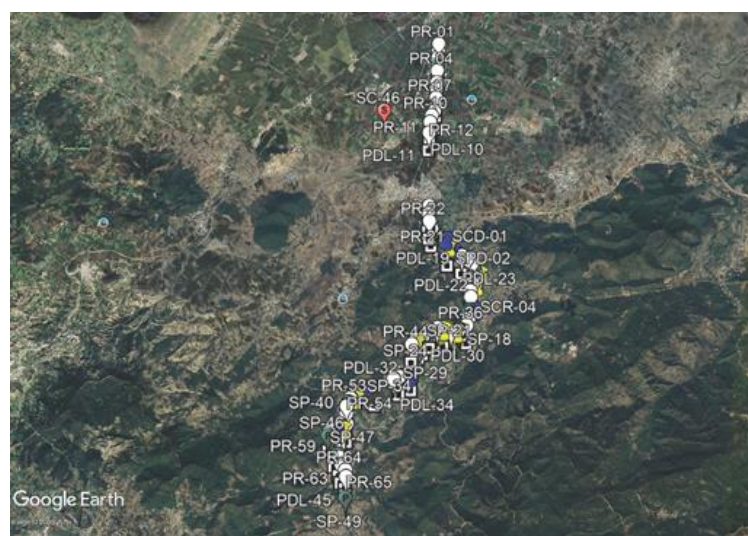


Figure 3.1 : Carte satellite de la zone du projet étudié.

3.2.1 Les essais in-situ

3.2.1.1 Puits de reconnaissance

Des puits de reconnaissance ont été réalisés sur le site afin de prélever des échantillons remaniés conservés dans des sacs, en vue de leur analyse ultérieure en laboratoire (voir Figure 3.2). En cas de présence d'eau ou d'humidité, la profondeur d'apparition a été systématiquement notée.

Ces puits permettront aussi de définir l'épaisseur de la « terre végétale » à décaper, l'observation visuelle des formations et des classifications lithologiques, la détermination de l'épaisseur des dépôts de couverture (des remblais, de terrasse) et aussi de faire la collecte d'échantillons remaniés à soumettre aux essais de laboratoire.

Sur les échantillons remaniés seront réalisés des essais de laboratoire pour l'identification et la connaissance géotechnique des terrains, pour voir la possibilité ou pas quant à leurs réutilisations en matériau de remblais et pour l'évaluation de leur capacité de charge dans le dimensionnement de la plateforme de la voie et dans le dimensionnement des pavés des rétablissements.



Figure 3.2 : Exécution de puits de reconnaissance à l'aide d'une tractopelle.

3.2.1.2 Sondages carottés

Les sondages carottés ont été réalisés principalement dans le but de caractériser les propriétés géologiques et géotechniques des terrains en place. Dans certains cas, ils ont également servi à fournir des informations complémentaires nécessaires à une meilleure compréhension du profil géologique du site.

Ces sondages permettent notamment :

- de prélever des échantillons intacts pour des essais en laboratoire (essais triaxiaux, œdométriques, etc.) ;
- d'observer la stratigraphie du sol en profondeur ;
- d'évaluer les variations de lithologie, de compacité ou de consistance ;
- et de localiser la nappe phréatique, lorsque celle-ci est présente.

3.2.1.3 Sondages pressiométriques PMT

PMT (Pressiomètre Ménard) est un essai qui consiste à introduire dans un forage une sonde cylindrique extensible radialement. Cette sonde est ensuite gonflée sous pression, et on mesure la déformation du sol environnant en fonction de la pression appliquée. L'objectif principal est d'obtenir une courbe de pression-déformation du sol in-situ, ce qui permet de déterminer les paramètres clés pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques.

Les paramètres importants :

- **Module pressiométrique (E_m)** : Il caractérise la déformabilité dans le domaine pseudo-élastique. Il est essentiel pour le calcul des tassements des fondations.
- **Pression de fluage (P_f)** : Elle marque la limite entre le comportement pseudo-élastique et le début de comportement plastique du sol.
- **Pression limite (P_l)** : Elle représente la pression théorique à laquelle le sol atteint une déformation importante, voire une rupture. Elle est utilisée pour évaluer la capacité portante du sol.

3.2.1.4 Essai pénétrométrique statique CPT

L'essai pénétrométrique statique (CPT, pour Cone Penetration Test), est un essai géotechnique in situ couramment utilisé pour déterminer les propriétés géotechniques des sols et délimiter la stratigraphie du sol.

L'essai consiste à enfoncer verticalement dans le sol, à une vitesse constante (2 cm/s), une pointe conique instrumentée fixée à une série de tiges. Pendant l'enfoncement, on mesure en continu la résistance rencontrée par la pointe (résistance de pointe, **qc**) et le frottement latéral mobilisé sur un manchon situé juste au-dessus de la pointe (frottement latéral, **f**).

3.2.1.5 Essai piézométrique

L'essai piézométrique est une méthode utilisée pour mesurer la pression de l'eau interstitielle (ou pression interstitielle) dans un sol saturé ou partiellement saturé. Il consiste à installer un piézomètre (tube ouvert ou fermé muni d'un capteur) dans un forage afin de déterminer la hauteur piézométrique, c'est-à-dire la hauteur à laquelle l'eau remonte dans le tube. Cette hauteur est directement liée à la pression exercée par l'eau souterraine à une profondeur donnée. Ces mesures permettent d'évaluer le niveau de la nappe phréatique, le gradient hydraulique, ainsi que les conditions de drainage ou de stabilité d'un terrain. L'essai est essentiel dans l'étude des fondations, des talus et des ouvrages souterrains. [21]

3.2.2 Essais de laboratoires

Les échantillons intacts et remaniés, prélevés dans les puits reconnaissance et les sondages carottés à différentes profondeurs ont fait l'objet d'analyse en laboratoire, elles ont consisté à l'exécution des essais suivants :

❖ Essais Physiques :

3.2.2.1 Analyse granulométrie

L'essai d'analyse granulométrique permet de déterminer la répartition des tailles de grains dans un sol ou un matériau granulaire (comme le sable ou le gravier). Il est utilisé

principalement en géotechnique et en construction pour évaluer la texture du sol et son comportement (drainage, compacité, portance...).

Il existe deux méthodes principales :

- **Par tamisage** : utilisée pour les particules grossières (sable, gravier). Le matériau est passé à travers une série de tamis de mailles décroissantes, et la masse retenue sur chaque tamis est mesurée.
- **Par sédimentation** : utilisée pour les particules fines (limons, argiles). Elle repose sur la vitesse de décantation des particules dans l'eau.

Le résultat est présenté sous forme de courbe granulométrique, qui indique la proportion de particules inférieures à une certaine taille.

3.2.2.2 Limites d'Atterberg

L'essai des limites d'Atterberg est un test géotechnique utilisé pour déterminer les propriétés de consistance des sols fins (principalement argileux). Il permet de définir trois états de consistance du sol selon sa teneur en eau :

1. **Limite de liquidité (LL)** : teneur en eau à partir de laquelle le sol passe de l'état plastique à l'état liquide.
2. **Limite de plasticité (LP)** : teneur en eau à laquelle le sol passe de l'état semi-solide à l'état plastique.
3. **Limite de retrait (LR)** : teneur en eau à laquelle le sol cesse de se rétracter en séchant.

Ces limites permettent de calculer l'**indice de plasticité (IP)**, donné par : $IP = LL - LP$, qui indique la plage d'humidité où le sol reste plastique.

3.2.2.3 Teneur en eau

L'essai de teneur en eau a pour but de déterminer la quantité d'eau contenue dans un sol, exprimée en pourcentage de la masse sèche du sol.

L'essai consiste à : Prélever un échantillon de sol humide, Peser l'échantillon humide (masse humide), Sécher l'échantillon dans une étuve à 105-110 °C pendant 24 heures, Peser l'échantillon sec (masse sèche), Calculer la teneur en eau :

$$w = \frac{(m_{humide} - m_{sec})}{m_{sec}} \times 100$$

La teneur en eau (w) est donnée en pourcentage (%) et permet de caractériser l'état hydrique du sol (sec, humide ou saturé).

3.2.2.4 La densité

La densité (ou densité relative) d'un corps est le rapport de sa masse volumique à la masse volumique d'un autre corps pris comme référence.

- Pour les liquides et les solides, le corps de référence est l'eau pure à 4 °C.

- Pour les gaz, le corps de référence est l'air, à la même température et sous la même pression.

La densité d'un corps est une grandeur sans dimension et sa valeur s'exprime sans unité de mesure.

3.2.2.5 Indice CBR

L'essai CBR (California Bearing Ratio) est un test utilisé pour évaluer la portance d'un sol, sa capacité à supporter des charges.

Il consiste à enfoncer un piston standard dans un échantillon de sol compacté et saturé, à une vitesse constante, tout en mesurant la pression nécessaire. Le résultat, exprimé en pourcentage, compare la résistance du sol testé à celle d'un matériau de référence (pierre concassée). Plus l'indice CBR est élevé, plus le sol est résistant et apte à supporter de fortes charges.

- CBR < 5 % : sol très faible (argile molle)
- CBR entre 10 % et 20 % : sol moyen (sable, limon compacté)
- CBR > 30 % : bon sol porteur (gravier, sol stabilisé)

3.2.2.6 Essais proctor

L'essai Proctor est un test de laboratoire utilisé pour déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale d'un sol, afin d'assurer une bonne compaction lors des travaux de terrassement ou de construction.

Il consiste à compacter un échantillon de sol dans un moule cylindrique, en ajoutant de l'eau progressivement. Le test est répété avec différentes teneurs en eau. Pour chaque essai, on mesure la densité sèche obtenue. En traçant la courbe densité sèche vs teneur en eau, on identifie la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale qui garantissent la meilleure compaction du sol.

❖ Essais mécaniques :

3.2.2.7 La boîte de Casagrande

L'essai à la boîte de Casagrande est une méthode utilisée pour déterminer la limite de liquidité d'un sol, qui est une des limites d'Atterberg. Cette limite représente la teneur en eau à laquelle un sol passe de l'état plastique à l'état liquide.

Il consiste à placer un échantillon de sol pâteux dans une coupelle (la boîte), à y tracer une rainure, puis à faire tomber la coupelle d'une certaine hauteur à intervalles réguliers. On compte le nombre de chocs nécessaires pour que la rainure se referme sur une distance déterminée. En répétant l'essai pour différentes teneurs en eau, on trace une courbe (la courbe de liquidité) et on détermine la limite de liquidité comme la teneur en eau correspondant à 25 coups.

3.2.2.8 Essai oedomètre

L'essai oedomètre utilisé pour déterminer les propriétés de compression d'un sol sous contrainte. Ce test consiste à placer un échantillon de sol dans un appareil appelé "oedomètre", qui permet de mesurer la déformation du sol lorsqu'il est soumis à une charge

verticale croissante. L'objectif principal de cet essai est de mesurer la déformation du sol sous l'effet de la pression, ce qui permet de déterminer ses caractéristiques de compressibilité, comme le module de compressibilité (C_c) et l'indice de compression.

L'essai oedomètre permet ainsi d'évaluer le comportement du sol lorsqu'il est soumis à des charges dans des conditions de terrain, ce qui est essentiel pour la conception des fondations et la gestion des tassements. Les résultats de cet essai fournissent des informations cruciales sur la stabilité et la durabilité des structures construites sur ces sols.

3.2.2.9 Classification des sols

Un système de classification est un véhicule de communication pour les ingénieurs, son objectif est de regrouper les sols en des catégories ayant des caractéristiques similaires et d'accéder à leurs connaissances.

Le système de classification le plus ancien est celui proposé par Atterberg en 1905 et adapté par la suite dans la classification USCS (Unified Soil Classification system). Il classe les sols grenus en graves et sables avec des indications, de la régularité, de la granulométrie et de la fraction fine.

Le diagramme de plasticité de Casagrande, sert à classer les sols fins suivant w_L et I_p .

la classification française proposée par le LCPC s'inspire de la classification USCS et ne diffère d'elle que dans certains détails.

Un système de classification n'élimine pas la nécessité de procéder à des études détaillées et à des essais spécifiques. [9]

1) Classification des sols grenus

- plus de 50% d'éléments sont $> 0,08\text{mm}$ ($80\mu\text{m}$)

Tableau 3.1 : Classification des sols grenus. [9]

Définition			Conditions	Symbole	Appellation
GRAVES	Plus de 50% des éléments $> 80\ \mu\text{m}$ ont un diamètre $> 2\ \text{mm}$	Moins de 5% d'éléments $< 80\ \mu\text{m}$	Coefficient d'uniformité $C_u > 4$ Coefficient de courbure $1 < C_c < 3$	Gb (GW)	Grave propre bien graduée
			Une des conditions ci-dessus non vérifiée	Gm (GP)	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments $< 80\ \mu\text{m}$	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	GL (GM)	Grave limoneuse
			Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	GA (GC)	Grave argileuse
SABLES	Moins de 50% des éléments $> 80\ \mu\text{m}$ ont un diamètre $> 2\ \text{mm}$	Moins de 5% d'éléments $< 80\ \mu\text{m}$	Coefficient d'uniformité $C_u > 6$ Coefficient de courbure $1 < C_c < 3$	Sb (SW)	Sable propre bien gradué
			Une des conditions ci-dessus non vérifiée	Sm (SP)	Sable propre mal gradué
		Plus de 12% d'éléments $< 80\ \mu\text{m}$	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	SL (SM)	Sable limoneux
			Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	SA (SC)	Sable argileux
Lorsque le passant à $80\ \mu\text{m}$ est compris entre 5 et 12%, on utilise un double symbole					

2) Classification des sols fins

- plus de 50% d'éléments sont $< 0,08\text{mm}$ ($80\mu\text{m}$)

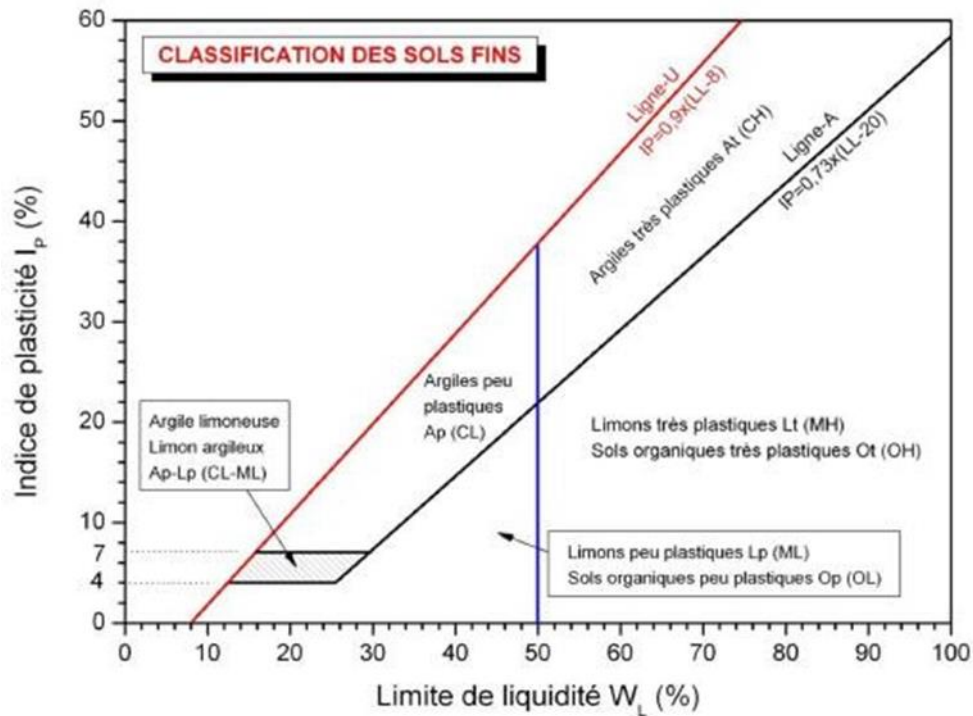


Figure 3.3 : Abaque de Casagrande. [9]

3) Classification des sols organiques

Le sol organique est connu par son odeur, sa couleur et la présence des fibres noirs. La teneur en matière organique est exprimée par le rapport du poids de la matière organique sèche au poids total de la matière sèche.

Tableau 3.2 : Classification des sols organiques. [9]

Teneur en matière organique (%)	Désignation géotechnique	
0 - 3	Sol inorganique	
3- 10	Sol faiblement organique	Vase
10 - 30	Sol moyenne organique	Sol tourbeux
> 30	Sol très organique	Tourbe

3.3 Sections concernées par le renforcement du sol

D'après la synthèse géotechnique réalisée dans le cadre du projet, un calcul a été effectué et qui a permis l'analyse des tassements sur l'ensemble des sections comprises entre le PK 27+000 et le PK 49+000, à l'aide du logiciel FOXTA.

Les résultats ont montré que, dans certaines zones, le tassement prévisionnel dépasse la valeur critique de 10 cm, ce qui rend nécessaire un renforcement du sol pour garantir la stabilité et la durabilité de l'infrastructure ferroviaire.

Dans le cadre de cette étude, quatre sections particulièrement défavorables ont été sélectionnées. Elles se distinguent par des tassements prévisionnels largement supérieurs au seuil critique de 10 cm. Ces sections sont les suivantes :

- Section 1 : 33+400 au 33+700 PK EXE
- Section 2 : 34+300 au 34+700 PK EXE
- Section 3 : 37+300 au 38+100 PK EXE
- Section 4 : 41+000 au 42+100 PK EXE

3.3.1 Section 1 (33+400 au 33+700 PK EXE)

3.3.1.1 Résultats des sondages in-situ

3.3.1.1.1 Sondage carottés

Les résultats des sondages carottés positionnés au niveau de la section 1 sont présentés ci-dessous :

F09- CMB (33+605,786 PK EXE)

- 0.00 - 1.00 m : Argile et limons de couleur brun foncé.
- 1.00 - 1.50 m : Limon et trace de sable de couleur jaunâtre.
- 1.50 - 4.90 m : Argile et limons de couleur brun foncé.
- 4.90 - 7.00 m : Limon avec peu de sable et traces d'argile, présence de galet.
- 7.00 - 12.00 m : Alluvions constitué de sable et de galets de différents diamètres.

- D'après le tableau de mesures piézométriques réalisées au droit des sondages carottés, la nappe phréatique mesurée est située à partir de la profondeur 4 m.

La morphologie du terrain de la section 1, ainsi que sa lithologie, sont présentées dans les figures ci-dessous :



Figure 3.4 : Terrain naturel section 1 (Autocad).

Note : Le terrain naturel représenté en rouge est une approximation adoptée à des fins de simplification du dessin et des calculs.

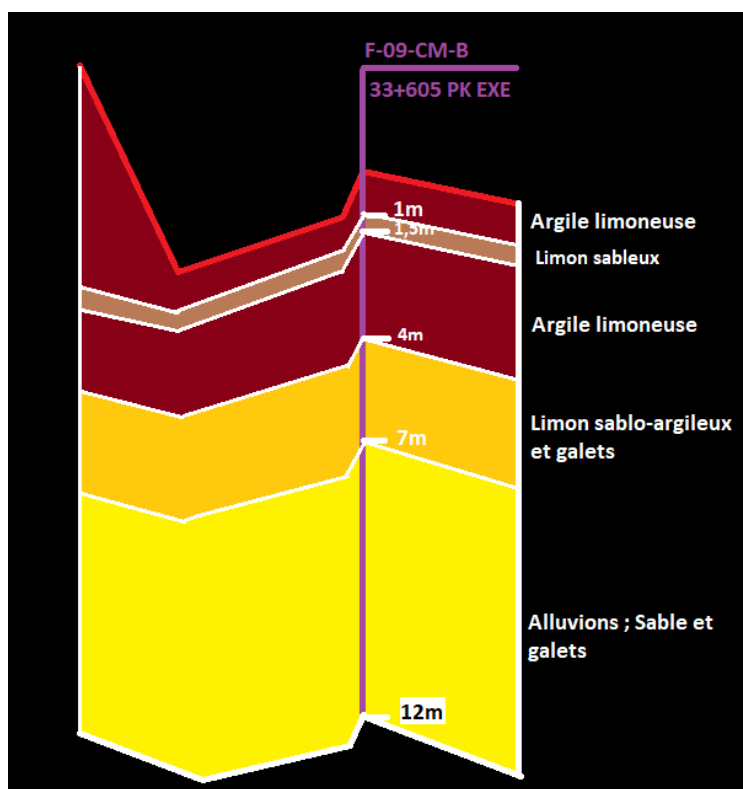


Figure 3.5 : Coupe lithologique de la section 1 (Autocad).

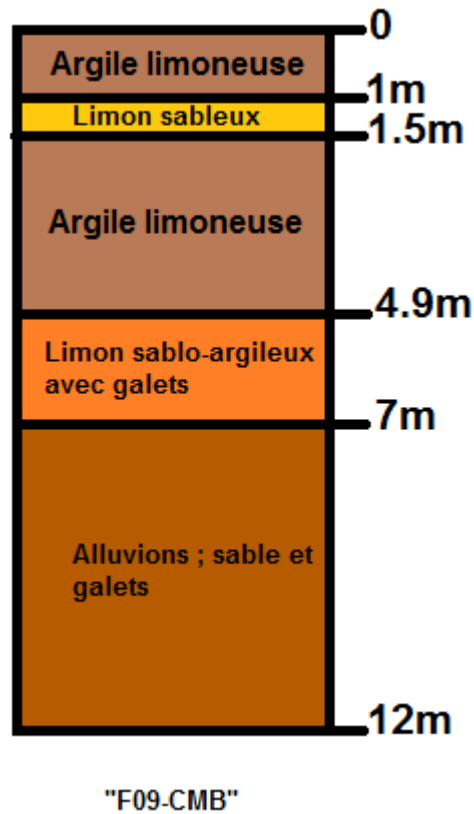


Figure 3.6 : Coupe lithologique retenue de la section 1.

3.3.1.1.2 Essai pressiométrique

Le tableau 3.3 présente les résultats du sondage pressiométrique SP 12 situé au niveau de la section 1. Le terrain du site est classé comme sol meuble S03 avec un état de consolidation normalement consolidés à surconsolidés.

Tableau 3.3 : Résultats de sondage pressiométrique SP 12.

N°	Prof (m)	E_m (bars)	Pl (bars)	E/PL	Etat de consolidation	Classification du site
SP 12 32+725 (33 +492 PK EXE)	1	164,36	12,53	13,12	Normalement consolidé à sur-consolidé	S03 Meuble
	2	201,48	12,32	16,35		
	3	357,71	11,17	32,02		
	4	325,04	12,45	26,11		
	5	326,77	12,76	25,61		
	6	124,35	11,13	11,17		
	7	294,8	14,51	20,32		
	8	292	14,13	20,67		
	9	263,48	15,26	17,27		
	10	1150,69	14,11	81,55		

3.3.1.1.3 Essai pénétrométrique statique

Les figures ci-dessous ainsi que le tableau 3.4 présente une synthèse des résultats des essais pénétrométriques statiques réalisés au niveau de la section 1.

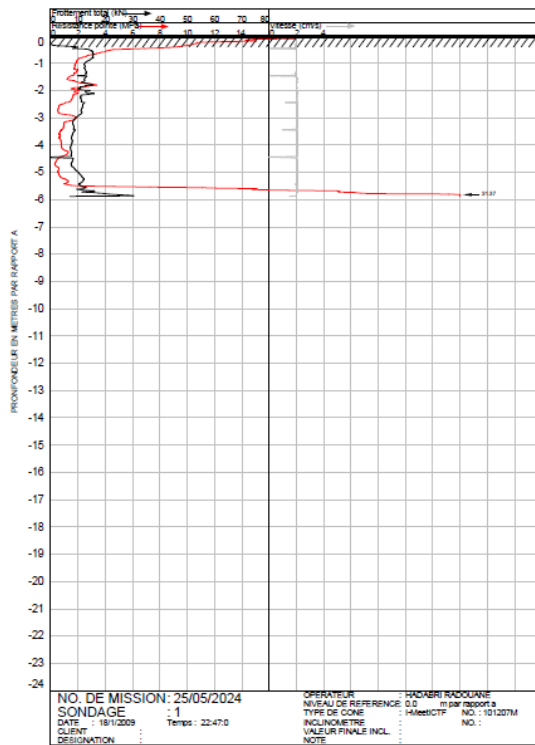


Figure 3.7 : PK 33+540 CPT 01-1

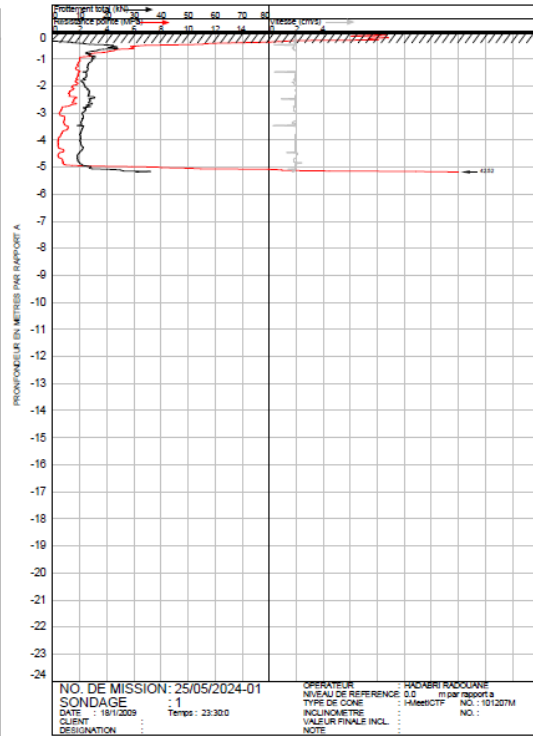


Figure 3.8 : PK 33+540 CPT 01-2

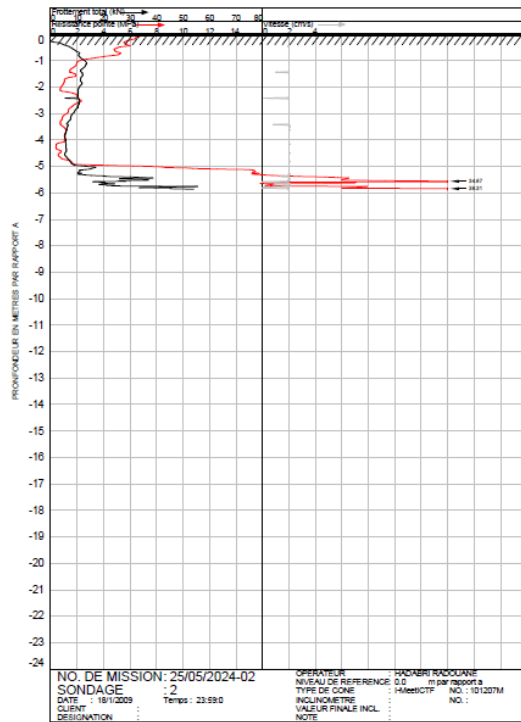


Figure 3.9 : PK 33+540 CPT 01-3

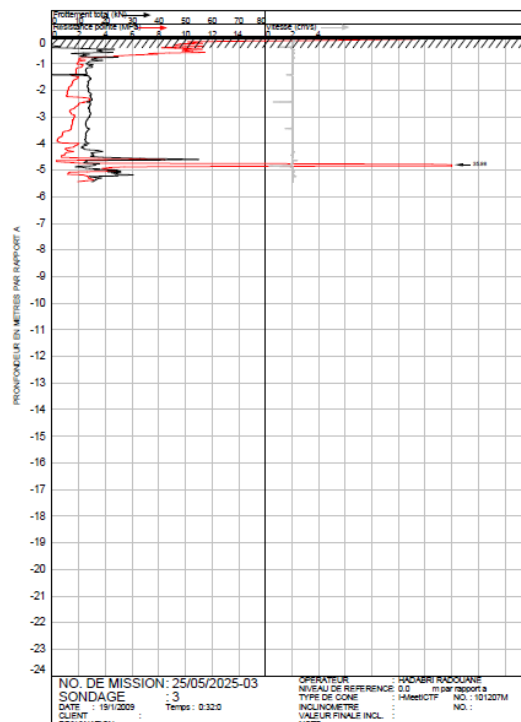


Figure 3.10 : PK 33+540 CPT 01-4

Tableau 3.4 : Résultats CPT 01 (Section 1).

Prof (m)	CPT 01 - 1			CPT 01 - 2			CPT 01 - 3			CPT 01 - 4			Moyenne		
	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy
	Résistance pointe (MPa)														
0-1	1,85	17,95	6,86	1,86	24,82	10,72	2,21	6,80	5,09	0,03	27,3	8,04	1,48	19,2	7,67
1-1,5	0,85	1,96	1,71	1,68	2,02	1,86	1,43	2,21	1,76	0,03	2,32	1,77	0,99	2,12	1,77
1,5-4,9	0,04	3,37	1,09	0,36	1,88	0,99	0,39	2,31	1,14	0,20	42,6	2,48	0,24	12,6	1,42
4,9-7	0,53	48,22	8,73	0,84	42,52	12,55	1,69	47,1	17,5	0,59	4,86	2,64	0,91	35,7	10,3
7-12	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

- Aucun résultat CPT n'a été effectué dans la profondeur de 7 à 12m.

Les résultats de l'essai CPT révèlent la présence de sols fins principalement argileux, dont la résistance moyenne à la pointe q_c varie de 1.4 MPa à 10.3 MPa. Cette gamme de valeurs correspond à une variabilité de la consistance allant de molles à très dures, ce qui indique une hétérogénéité verticale du sol. Les couches à faible q_c sont situées entre 1m et 4.9m avec une faible résistance et une forte compressibilité.

3.3.1.2 Essai laboratoire

Le tableau 3.5 montre les Caractérisation de l'échantillon remanié de puits de reconnaissances de sondage carotté 12

Tableau 3.5 : Caractérisation de l'échantillon remanié de puits de reconnaissances SC-12.

Référence sondage SC-12 33+844	Prof (m)	Paramètre physique				Limite d'Atterberg		VBS	Analyse granulométrique			Cisaillement à la boîte			
		W (%)	γ_d	γ_h	Sr (%)	WL (%)	IP (%)	(%)	< 2mm	< 80 μ	< 63 μ (%)	Cu (bars)	Φ_u (°)	C' (bars)	φ' (°)
			(t/m³)												
	2,2-2,55 m	17,66	1,79	2,1	97,4	43	28	0,8	86,32	67,7	42,5	0,36	21	0,19	25,52

Le tableau nous donne les paramètres du profondeur (2.2 - 2.5m) seulement, ça correspond au 3eme couche (1.5 - 4.9m) . Pour les autres couches, Il faut calculer les paramètres par la **CORRELATION ENTRE PARAMETRES DE SOL :**

- **Couche 1** (0.00 – 1.00m) : Argile et limon. La meme couche comme couche 3, pas besoin de calculer.
- **Classification :**
- **Couche 2** (1 – 1,5 m) : Limon et trace de sable :

Cohésion non drainée à partir du pressiomètre PMT :

Cassan a également proposé une relation entre la cohésion mesurée au scissomètre et la pression limite pressiométrique [0A Cassan 1988] :

$$C_u = \frac{PL_m - \sigma_{hs}}{C_{ste}}$$

Avec :

$$C_{ste} = 5,5 \quad \text{si} \quad PL_m - \sigma_{hs} \leq 0,4 \text{ MPa}$$

$$C_{ste} = 8 \quad \text{si} \quad 0,4 \text{ MPa} < PL_m - \sigma_{hs} < 1 \text{ MPa}$$

$$C_{ste} = 15 \quad \text{si} \quad PL_m - \sigma_{hs} \geq 1 \text{ MPa}$$

Déterminer σ_{hs} : d'après l'essai Proctor (PR-33 EXE) on calcul σ_{hs} :

$$\sigma_{hs} = H \times \gamma_d \text{ moy} \quad \text{avec} \quad \gamma_d = 1,5 \text{ t/m}^3 \text{ et } H = 1,5 \text{ m}$$

$$\sigma_{hs} = 1,5 \times 19,1 = 28,7 \text{ kPa} = 0,0287 \text{ MPa}$$

Déterminer PL_m : d'après l'essai PMT SP-12, PL_m (1 - 1,5m) = 12,425 bars

$$PL_m - \sigma_{hs} = 1,24 - 0,0287 = 1,21 \text{ MPa} \geq 1 \text{ MPa} \quad \text{alors :} \quad C_{ste} = 15$$

$$\text{donc : } C_u = 80 \text{ kPa} = 0,08 \text{ MPa}$$

Angle de frottement interne à partir du pressiomètre PMT :

Ménard [0A Ménard 1963] a proposé une relation empirique reliant la pression limite exprimée en bars et l'angle de frottement interne exprimé en degrés.

$$PL_m = 2,5 \times 2^{\left(\frac{\varphi-24}{4}\right)}$$

$$\ln(PL_m) = \ln(2,5) + \left(\frac{\varphi-24}{4}\right) \ln(2)$$

$$\left(\frac{\varphi-24}{4}\right) \ln(2) + 0,92 = 2,52 \Rightarrow \frac{\varphi-24}{4} = 2,30 \Rightarrow \varphi_i = 33,24^\circ$$

Déterminer C' et φ' :

Tableau 3.6 : Estimation des caractéristiques effectives. [10]

φ_i (°)	c_i (kPa)		Estimation	
			φ' (°)	c' (kPa)
≤ 15	< 20	Argile molle**	17	0
	≥ 20	Argile moyenne à raide	17	$c_i/4$
> 15 et ≤ 30	< 20	Autres sols lâches	φ_i^*	0
	≥ 20	Limon, complexe argilo-sableux Marnes argileuses	φ_i^*	$c_i/3$
> 30	< 10	Sols granulaires	φ_i	0
	≥ 10	Sols granulaires et cohérents sauf roches tendres	φ_i	$c_i/2$
(> 25)	—	Roches tendres**	φ_i	$> c_i$

Module oedométrique et pénétromètre statique :

Sanglerat [0A Sanglerat 1972] a fourni, selon les types de sols, des corrélations entre le module oedométrique et la résistance à la pénétration statique q_c :

Tableau 3.7 : Rapport entre q_c et le module oedométrique E_{oed} [0A Sanglerat 1972]. [11]

Nature du sol	q_c (MPa)	E_{oed}/q_c
Argile peu plastique	< 0,7 0,7 à 2 > 2	3 à 8 2 à 5 1 à 2,5
Limon peu plastique	< 2 > 2	3 à 6 1 à 3
Argile et limon très plastiques	< 2	2 à 6
Limon fortement organique	< 1,2	2 à 8
Tourbe et argile organique 50 < w < 100 100 < w < 200 200 < w	< 0,7	1,5 à 4 1 à 1,5 0,4 à 1
Craie molle	2 à 3	2 à 4
Sable	< 5 > 10	2 1,5

D'après le tableau 3.6 : $\varphi_i = 33,84^\circ > 30^\circ$ alors :

$$\varphi' = \varphi_i \Rightarrow \varphi' = 33,24^\circ$$

$$C' = C_u \Rightarrow C' = \frac{C_i}{2} = 40 \text{ kPa}$$

- **Couche 4** (4,9 – 7 m) : Limon avec peu de sable et trace d'argilen, présence de galets , d'après le **Tableau 3.8** : Unite Géologique (unite 2) limon argilo sableux :

	Paramètres physiques		Cisaillement à la boîte				Essai Oedométrique		
	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	C_u (bars)	φ_u (°)	C' (bars)	φ' (°)	C_c (%)	P_c (bars)	C_g (%)
MIN	1,41	1,77	0,21	11,86	0,07	12,00	5,00	0,90	0,01
MAX	2,16	24,30	1,61	36,50	1,40	37,40	27,00	3,85	2,00
MOYENNE	1,81	2,46	1,17	16,64	0,41	23,94	15,71	1,37	1,08

On prends : $\gamma_d = 1,81 \text{ t/m}^3$, $C' = 0,41 \text{ bars}$, $\varphi' = 23,94^\circ$

- **Couche 5** (7 – 12 m) : Alluvions constitué de sable et galets

$$\text{On a : } \gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^3 \Rightarrow PL_m = 1,45 \text{ MPa} , \sigma_{hs} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$PL_m - \sigma_{hs} = 1,45 - 0,09 = 1,36 \text{ MPa} \geq 1 \text{ MPa} \Rightarrow C_{ste} = 15$$

$$\text{Donc : } C_u = 0,09 \text{ MPa} ; \varphi_i = 34,1^\circ ; C' = 0,45 \text{ bars} ; \varphi' = 34,1^\circ$$

Classification du sol de la section 1:

T80 : Tamisât à 80 μ m

R80 : Refus à 80 μ m

T2mm : Tamisât à 2mm

R2mm : Refus à 2mm

MO : Matière organique

- **Couche 1 et 3 (0-1m) et (1.5-4.9m) :** $T_{80} = 67,75\% \Rightarrow R_{80} = 32,25\% \Rightarrow R_{80} = 32,25\% < 50\%$, Il s'agit d'un sol fin. $\Rightarrow$ Sol fin ($WL = 43\%$ et $IP = 28\%$) $\Rightarrow$ Argile peu plastique.
Classification chimique : $MO = 6,91\% \Rightarrow 3\% < MO = 6,91 < 10\% \Rightarrow$ Sol faiblement organique.
Donc : le sol est un argile peu plastique faiblement organique.
- **Couche 2 (1-1.5m) et Couche 4 (4.9-7m) :** Limon peu plastique
- **Couche 5 (7-12m) :** D'après unités géologique 5 $\Rightarrow T_{80} = 23.22\% \Rightarrow R_{80} = 76.78\% \Rightarrow$ Sol grenu $\Rightarrow T_{2mm} = 54.5\% \Rightarrow R_{2mm} = 45.5\% > 0.5R_{80} = 38.39\% \Rightarrow$ Il s'agit d'une grave $\Rightarrow T_{80} > 12\% \Rightarrow WL = 30.07\%$ et $IP = 13.68\%$
 $\Rightarrow$ **Donc** : c'est un Alluvion grave peu plastique.

Les tableaux ci-dessous montrent les résultats et la classification de la section 1.

Prof (m)	Couche	Données pénétrométriques (qc) (Mpa)			Données pressiométriques			Caractéristiques de cisaillement		Poids volumiqu e
		Min	Max	Moy	Pl (bars)	E_m (bars)	E/Pl	C' (bars)	ϕ' (°)	γ_h (kN/m ³)
0-1	Argile et limon	1,48	19,21	7,67	12,53	164,36	13,12	0,19	25,52	21,1
1-1,5	Limon et trace de sable	0,99	2,12	1,77	12,53	164,36	13,12	0,4	33,24	24,6
1,5- 4,9	Argile et limon	0,24	12,55	1,42	11,98	294,74	24,60	0,19	25,52	21,1
4,9-7	Limon, sable	0,91	35,67	10,3	12,8	248,64	19,43	0,41	23,94	24,6

7-12	Alluv: sable, galets	/	/	/	14,5	500,24	34,50	0,45	34,1	21.1
------	----------------------------	---	---	---	------	--------	-------	------	------	------

Tableau 3.9 : Caractéristique des couches (section 1).

- Selon le tableau 3.4 Rapport entre q_c et le module oedométrique E_{oed} , on détermine le module oedométrique E_{oed} :

Tableau 3.10 : Classification de section 1.

Couche		Résistance q_c (MPa)	E_{oed}/q_c	E_{oed} (MPa)
		Moy		
1	Argile peu plastique faiblement organique	7,67	1	7,67
2	Limon peu plastique	1,77	3	5,31
3	Argile peu plastique faiblement organique	1,42	2	2,84
4	Limon peu plastique	10,34	1	10,34
5	Alluvion grave peu plastique	/	/	/

3.3.2 Section 2 (34+300 au 34+700 PK EXE)

3.3.2.1 Résultats des sondages in-situ

3.3.2.1.1 Sondage carotté

Les résultats des sondages carottés positionnés au niveau de la section 2 sont présentés ci-dessous :

SC 13 (33+625 PK) (34+382 PK EXE)

- 0,00 - 1.00 m : galets fragmenté.
- 01.00 -10.00 m : Grés avec des joints de sable.

SCR-04 (33+900 PK) (34+667 PK EXE)

- 0,00 - 0,3 m : Terre végétal.
- 0,3 - 3,2 m : Sable fin jaune limoneux.
- 3,2 – 10,00 m : Dépôts alluvionnaires.

- A partir du tableau de mesures piézométriques réalisées au droit des sondages carottés, aucune nappe phréatique n'a été mesurée.

La morphologie du terrain de la section 2, ainsi que sa lithologie, sont présentées dans les figures ci-dessous :

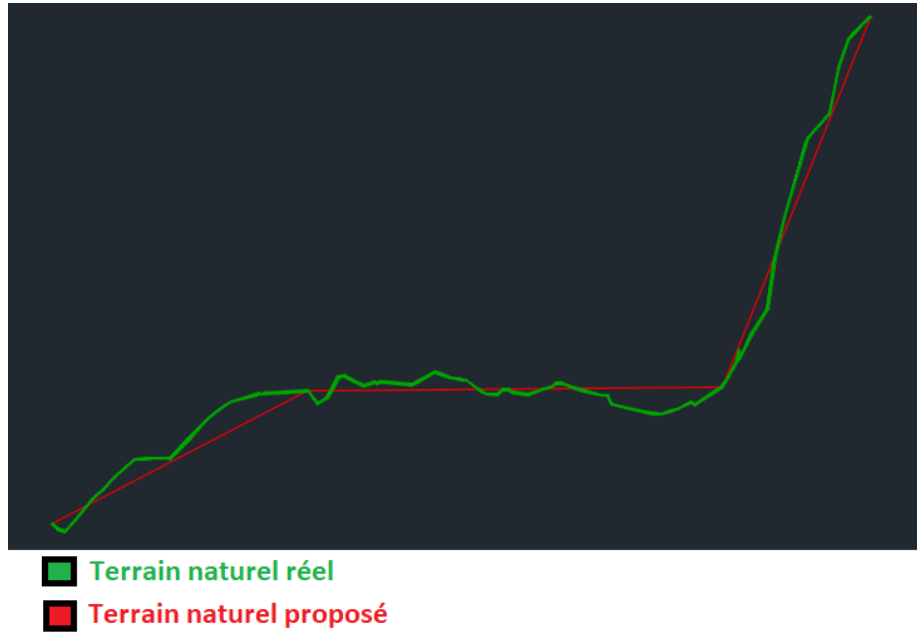


Figure 3.11 : Terrain naturel section 2 (Autocad).

Note : Le terrain naturel représenté en rouge est une approximation adoptée à des fins de simplification du dessin et des calculs.

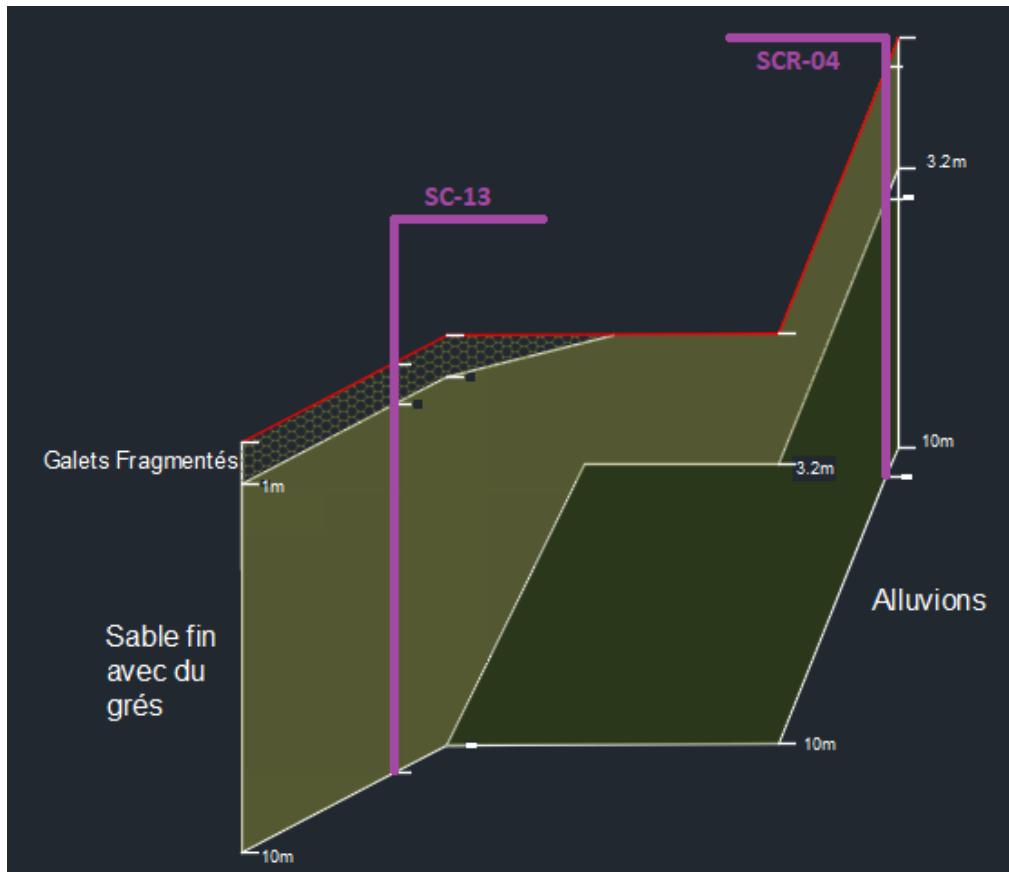


Figure 3.12 : Coupe lithologique de section 2 (Autocad).

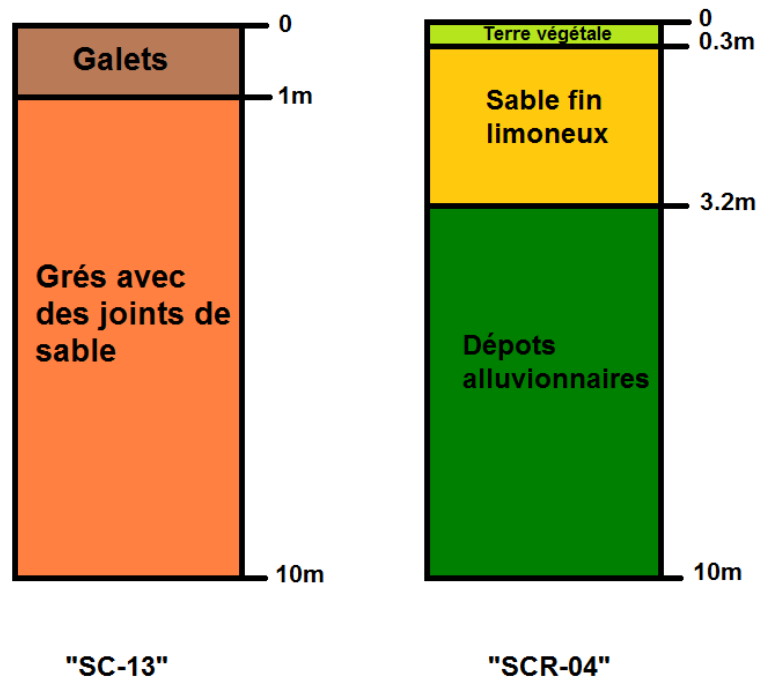


Figure 3.13 : Coupe lithologique de section 2.

3.3.2.1.2 Essai pressiométrique

Le tableau 3.11 présente les résultats du sondage pressiométrique SP 14 situé au niveau de la section 2. Le terrain du site est classé comme sol meuble S02 ferme avec un état de consolidation normalement consolidés à surconsolidés.

Tableau 3.11 : Résultats de sondage pressiométrique SP-14

N°	Prof (m)	E _m (bars)	PL (bars)	E/PL	Etat de consolidation	Classification du site
SP-14 33+625 PK (34+382 PK EXE)	1	187,09	13,75	13,61	Normalement consolidé à sur consolidé	S02 FERME
	2	331,22	13,15	25,19		
	3	258,71	19,95	12,97		
	4	394,92	29,76	13,27		
	5	456,29	39,7	11,49		
	6	362,81	21,54	16,84		
	7	264,42	29,17	9,06		
	8	585,06	42,19	13,87		
	9	364,79	38,31	9,52		
	10	729,93	43,5	16,78		

3.3.2.1.3 Essai pénétrométrique statique CPT

Les figures ci-dessous ainsi que le tableau 3.12 présente une synthèse des résultats des essais pénétrométrique statiques réalisés au niveau de la section 2.

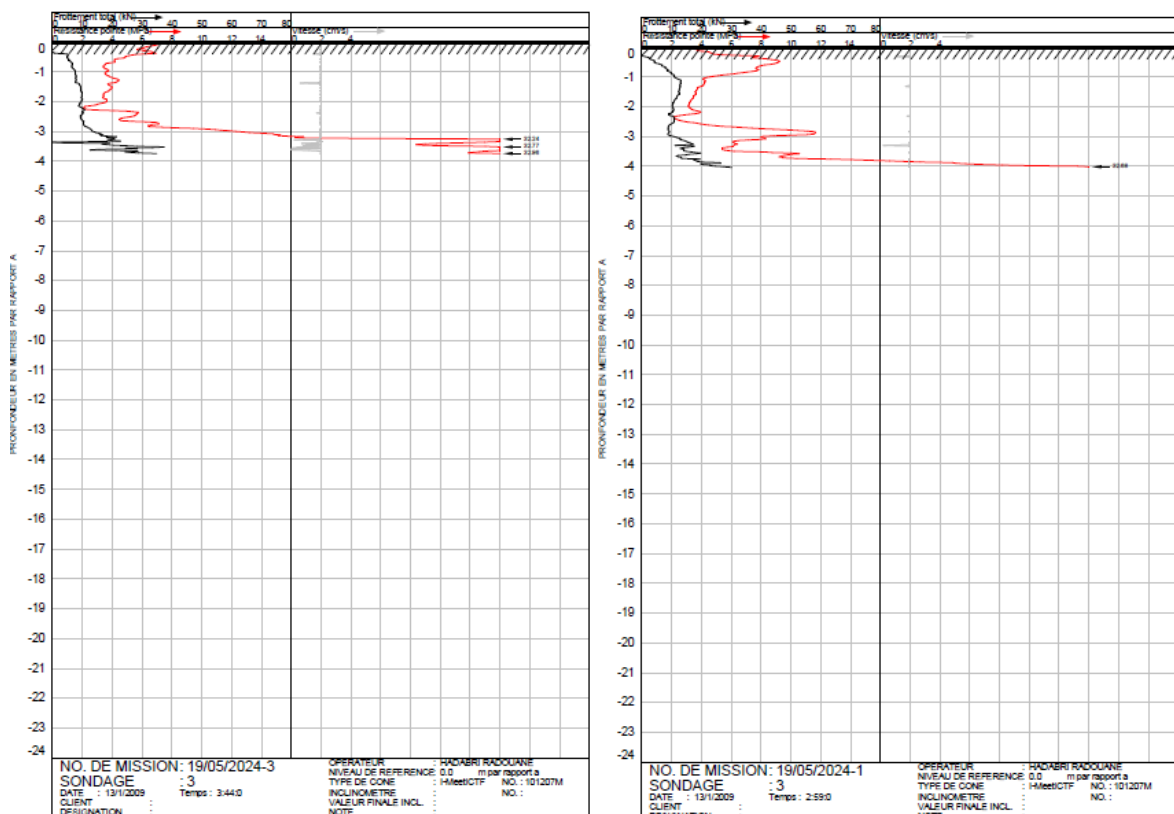


Figure 3.14 : PK 35+425 CPT 03-1

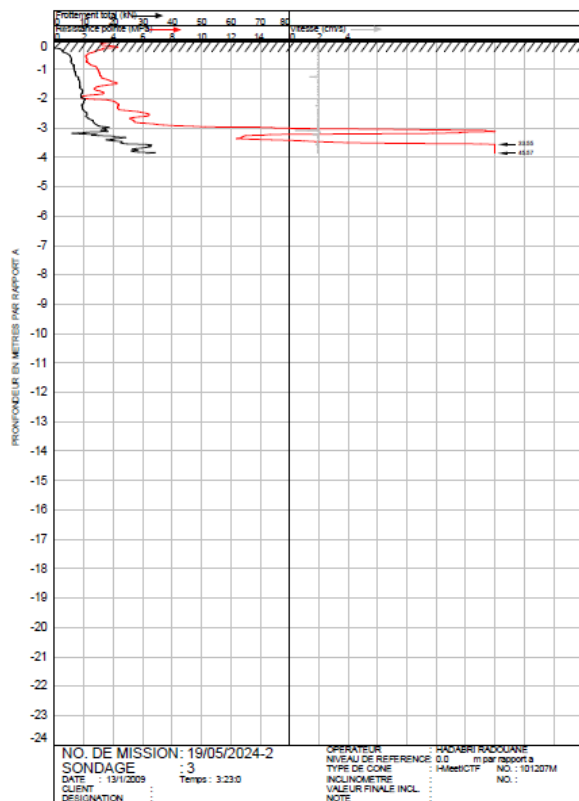


Figure 3.15 : PK 35+425 CPT 03-2

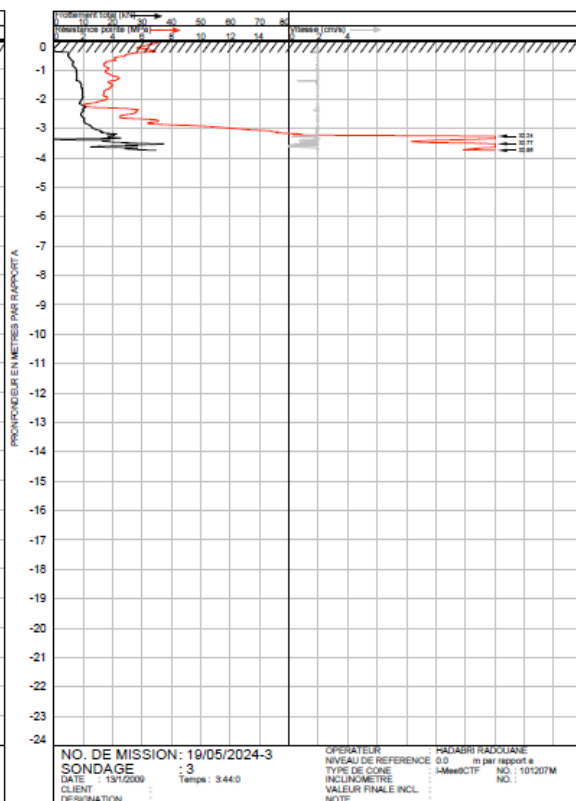


Figure 3.16 : PK 35+425 CPT 03-3

Figure 3.17 : PK 35+425 CPT 03-4

Tableau 3.12 : Résultats CPT 03 (Section 2).

Couche	CPT 03 - 1			CPT 03 - 2			CPT 03 - 3			CPT 03 - 4			Moyenne		
	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy
(MPa)															
0-1m Galets fragmenté	0,56	5,85	4,24	3,12	9,24	6,64	2,1	4,31	2,77	3,4	7	4,89	2,3	6,6	4,64
1-3,2m Sable fin	1,64	9,91	4,4	1,88	11,66	4,8	1,78	30	6,31	1,92	16,82	5,55	1,81	17,1	5,27
3,2-10m Alluvions	4,31	38,2	13,33	4,55	36,1	12,47	11,35	45,6	26	0,03	36,2	27,7	5,06	39,0	19,9

La première couche, constituée de galets fragmentés, présente une valeur moyenne de q_c de 4,64 MPa, ce qui indique un sol moyennement dense. La seconde couche est composée de sable fin avec du grès, affichant une résistance moyenne légèrement supérieure de 5,27 MPa. Cette valeur suggère un sol dense, ce qui peut être attribué à la présence d'éléments de grès qui augmentent localement la résistance. La dernière couche, identifiée comme alluvions, présente une valeur moyenne de q_c très élevée de 19,9 MPa, caractérisant un sol très.

3.3.2.2 Essai laboratoire

- D'après le tableau on déduit les C' et φ' :

Couche 1 (galets fragmentés) : $C_u = 5 \text{ kPa} \Rightarrow C' = 0$; $\varphi_u = 30^\circ \Rightarrow \varphi' = 30^\circ$
avec : $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$

Couche 2 (sable fin avec du grès) : $C' = 35 \text{ kPa}$; $\varphi' = 31,78^\circ$
avec : $\gamma_d = 17,3 \text{ kN/m}^3$

Couche 3 (alluvions) : $C' = 5 \text{ kPa}$; $\varphi' = 35^\circ$ avec : $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$

Classification du sol de la section 2 :

- Couche 1 :** $T_{80} = 23,22\% \Rightarrow R_{80} = 76,78\% > 50\% \Rightarrow \text{Sol grenu} \Rightarrow T_{2\text{mm}} = 54,5\% \Rightarrow R_{2\text{mm}} = 45,5\% > 0,5R_{80} \Rightarrow \text{Un grave} \Rightarrow T_{80} > 12\% \Rightarrow WL = 30,07\% \text{ et } IP = 13,68\%$

Donc $\Rightarrow$ il s'agit un sol grave argileux peu plastique.

- Couche 2 :** Sable avec du grès.
- Couche 3 :** $T_{80} = 37,78\% \Rightarrow R_{80} = 62,22\% > 50\% \Rightarrow \text{Sol grenu} \Rightarrow T_{2\text{mm}} = 58,02\% \Rightarrow R_{2\text{mm}} = 41,98\% > 0,5R_{80} \Rightarrow \text{Un grave} \Rightarrow T_{80} > 12\% \Rightarrow WL = 33\% \text{ et } IP = 16\%$

$\Rightarrow$ Sol grave peu plastique.

Les tableaux ci-dessous montrent les résultats et la classification de la section 2.

Tableau 3.13 : Caractéristique des couches (section 2).

Couche	Données pénétrométriques (qc) (Mpa)			Données pressiométriques			Caractéristiques de cisaillement		Poids volumique
	Min	Max	Moy	Pl (bars)	E_m (bars)	E/Pl	C' (bars)	φ' (°)	γ_h (kN/m ³)
Galets fragmentés	2,3	6,6	4,64	13,75	187,09	13,61	0	30	18
Sable fin avec du grès	1,81	17,1	5,27	15,62	259,01	16,58	35	31,78	17,3
Alluvions	5,06	39	19,9	34,88	451,14	12,93	5	35	18

- Selon le tableau 3.4 Rapport entre q_c et le module oedométrique E_{oed} , on détermine le module oedométrique E_{oed} :

Tableau 3.14 : Classification de section 2

Couche	Résistance q_c (MPa)	E_{oed}/q_c	E_{oed}
	Moy		
1	grave argileux peu plastique	4,64	2
2	Sable avec du grès	5,27	2
3	grave peu plastique	19,9	1,5
			29,85

3.3.3 Section 3 (37+300 au 38+100 PK EXE)

3.3.3.1 Résultats des sondages in-situ

3.3.3.1.1 Sondage carotté

Les résultats des sondages carottés positionnés au niveau de la section 3 sont présentés ci-dessous :

SCR-05 (37+670,488 PK EXE)

- 0,00 - 5,50 m : argile sableuse à sable argileux noirâtre molle.
- 5,50 - 7,50 m : sable fin noirâtre lâche.
- 7,50 - 10,00 m : sable moyen caillouteux.
- D'après le tableau de mesures piézométriques réalisées au droit des sondages carottés la nappe phréatique mesurée est située à partir de la profondeur 6,2 m.

La morphologie du terrain de la section 3, ainsi que sa lithologie, sont présentées dans les figures ci-dessous :



Figure 3.18 : Terrain naturel section 3 (Autocad).

Note : Le terrain naturel représenté en rouge est une approximation adoptée à des fins de simplification du dessin et des calculs.

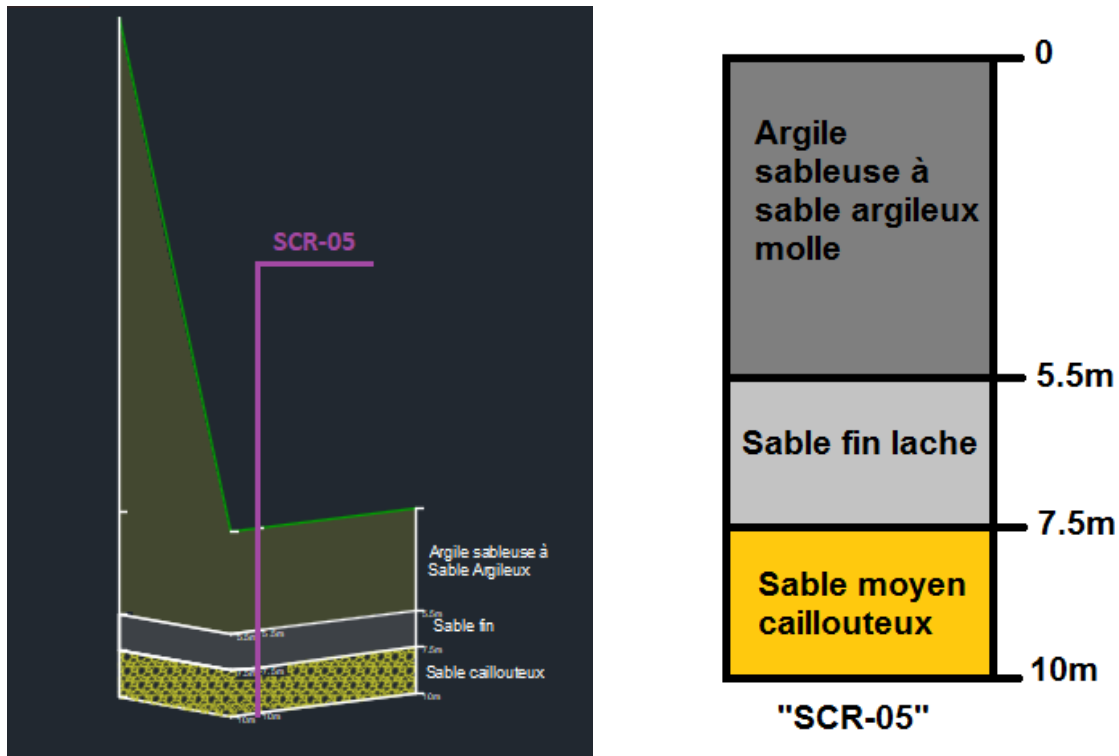


Figure 3.19 : Coupe lithologique de section 3 (Autocad).

3.3.3.1.2 Essai pressiométrique

Le tableau 3.15 présente les résultats du sondage pressiométrique SPR 04 situé au niveau de la section 3. Le terrain du site est classé comme sol très meuble S04 avec un état de consolidation sous consolidés.

Tableau 3.15 : Résultats de sondage pressiométrique SPR-04

N°	Prof (m)	E (bars)	PL (bars)	E/PL	Etat de consolidation	Classification du site
SPR-04 36+900 (37+670 PK EXE)	1	39	2,9	13,4	sous-consolidé	S 04 TRES MEUBLE
	2	141	3,7	38,2		
	3	107	4,3	24,7		
	4	26	3,2	8,3		
	5	17	3,8	4,5		
	6	17	3,1	5,5		
	8	16	3,7	4,3		
	9	17	4,2	4		
	10	17	3,5	4,8		

3.3.3.2 Essai laboratoire

- **Couche 1** (0 – 5,5 m) : on a deux résultats, on calcul la moyenne :
 $C_u = 0,12 \text{ bars}$ avec $\gamma_d = 15,9 \text{ KN/m}^3$
 $\Phi_u = 24,09^\circ$ avec $\gamma_h = 19,8 \text{ KN/m}^3$
- **Couche 2 et 3** (5,5 – 7,5 m) ; (7,5 – 10 m) : même paramètres d'après le tableau de résumé des résultats :
 $C' = 0$; $\varphi' = 28^\circ$; $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$

Classification du sol de la section 3 :

- **Couche 1** : $T_{80} = 83,51\% \Rightarrow R_{80} = 16,49\% < 50\% \Rightarrow \text{Sol fin} \Rightarrow T_{2\text{mm}} = 99,82\% \Rightarrow R_{2\text{mm}} = 0,18\% \Rightarrow \text{WL} = 33,5\% \text{ et } \text{IP} = 17\% \Rightarrow \text{Sol fin Argile peu plastique.}$
- **Couche 2 et 3** : il s'agit d'un Sable.

Le tableau ci-dessous montre les résultats section 3.

Tableau 3.16 : Caractéristique des couches (section 3).

Prof (m)	Couche	Données pénétrométriques (qc) (Mpa)			Données pressiométriques			Caractéristiques de cisaillement		Poids volumiqu e
		Min	Max	Moy	Pl (bars)	E_m (bars)	E/Pl	C' (bars)	φ' (°)	γ_h (kN/m ³)
0-5,5	Argile-sable	/	/	/	3,58	66	18,44	0,12	24,09	19,8
5,5-7,5	Sable fin	/	/	/	3,1	17	5,5	0	28	17
7,5-10	Sable caillouteux	/	/	/	3,8	16.66	4,38	0	28	17

- Dans cette section, aucun essais CPT n'a été effectué, donc il n'y a pas de résultats pénétrométriques, alors on ne peut pas déterminer le module oedométrique E_{oed}

3.3.4 Section 4 (41+000 au 42+100 PK EXE)

3.3.4.1 Résultats des sondages in-situ

3.3.3.1.1 Sondage carotté

Les résultats des sondages carottés positionnés au niveau de la section 4 sont présentés ci-dessous :

SC-25 (41+073,872 PK EXE)

- 0,00m – 04,80m : Argile sablo-limoneuse brunâtre.
- 4,80m – 6,60m : Sable fin lâche.
- 6,60m – 10,00m : Alluvions ; sables, gravas et galets centimétriques.

SC-26 (41+398,374 PK EXE)

- 0,00m – 1,80m : sable fin à moyen légèrement argileux.
- 1,80m – 4,80m : argile sableuse noirâtre moyennement molle.
- 4.80m – 10,00m : alluvion : sables grossiers gravas et galets centimétriques.

SC-27 (41+935,395 PK EXE)

- 0,00m – 1,70m : Argile limono-sableuse brunâtre à noirâtre.
- 1,70m – 10,00m : Alluvions ; sables, gravas et galets avec passage d'argile sablo-graveleuse entre 2.60 et 3.80m.

- D'après le tableau de mesures piézométriques réalisées au droit des sondages carottés, la nappe phréatique mesurée est située à partir de la profondeur 5,30 m

La morphologie du terrain de la section 4, ainsi que sa lithologie, sont présentées dans les figures ci-dessous :

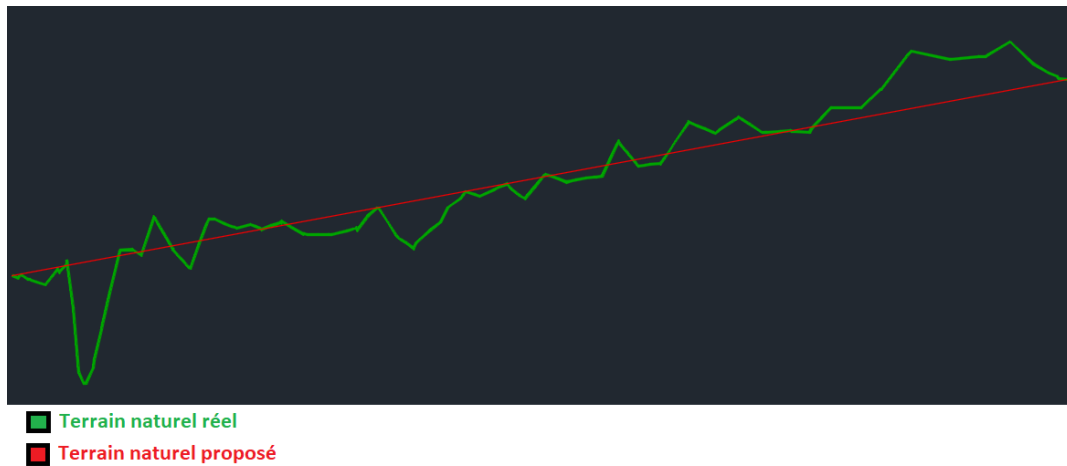


Figure 3.20 : Terrain naturel section 4 (Autocad).

Note : Le terrain naturel représenté en rouge est une approximation adoptée à des fins de simplification du dessin et des calculs.

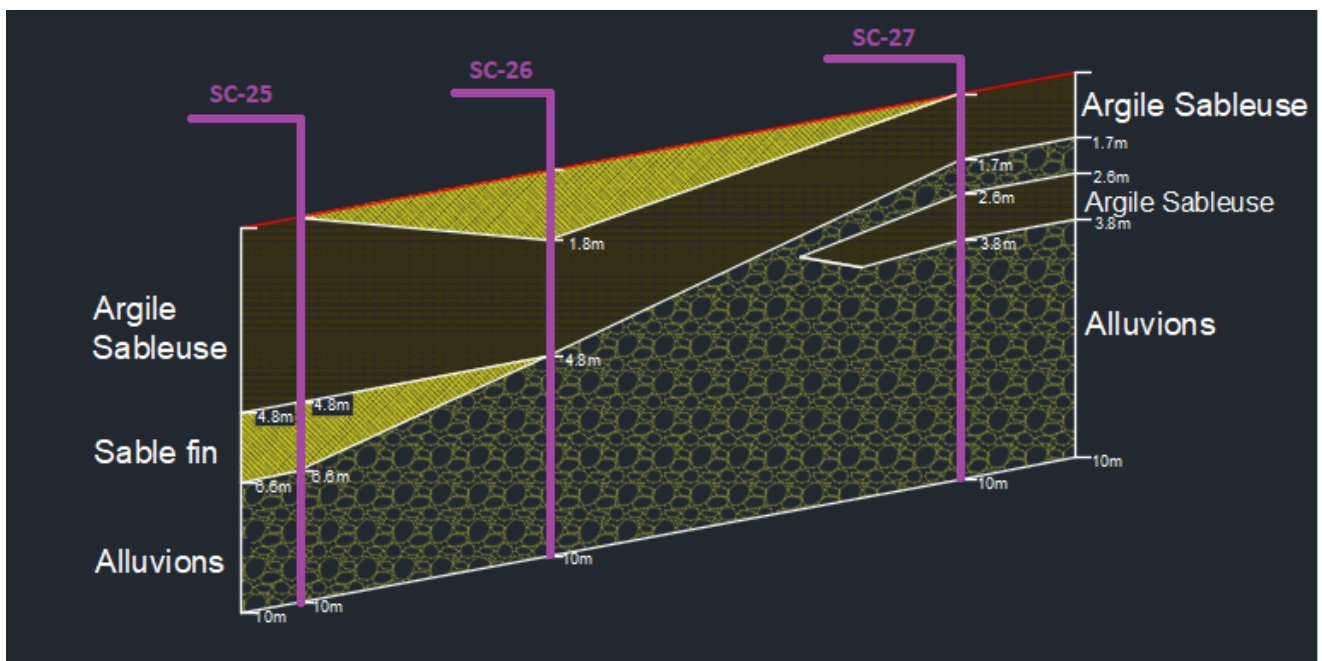


Figure 3.21 : Coupe lithologique de section 4 (Autocad).

3.3.3.1.2 Essai pressiométrique

Les tableaux ci dessous présente les résultats du sondage pressiométrique situé au niveau de la section 4. Les terrains du site est classé comme sol meuble S03, sol très meuble S04 avec un état de consolidation moyennement compacte, compacte et lâche.

Tableau 3.17 : Résultats de sondage pressiométrique SP-26.

N°	Prof (m)	E _m (bars)	PL (bars)	E/PL	Etat de consolidation	Classification du site
SP-26 40+300 (41+071 PK EXE)	1	89	10,6	8,4	Sol moy - compacte	S 03 MEUBLE
	2	93	16,6	5,6		
	3	90	12,8	7		
	4	51	10,9	4,7		
	5	130	15,7	8,3		
	6	122	23,2	5,3		
	7	79	11,6	6,8		
	8	87	15,2	5,7		
	9	236	19,4	12,1		
	10	145	13,6	10,7		

Tableau 3.18 : Résultats de sondage pressiométrique SP-27.

N°	Prof (m)	E _m (bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site
SP-27 40+638 (41+935 PK EXE)	1	132	6,2	21,5	Sols mous (Classification selon la pression limite)	S 04 TRES MEUBLE
	2	1113	7,6	147,2		
	3	152	8,7	17,6		
	4	131	6,5	20		
	5	25	6,1	4,1	Alluvion Moy- Compacte	
	6	74	10,8	6,9		
	7	74	10,7	6,9		
	8	53	14,9	3,6		

Tableau 3.19 : Résultats de sondage pressiométrique SP-28.

N°	Prof (m)	E _m (bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site
SP-28 41+165 (41+935 PK EXE)	1	19	2,1	9,1	Sol lâche	S 04 TRES MEUBLE
	2	27	2,1	12,7		
	3	36	3,5	10,3		
	4	9	2,6	3,5		
	6	77	11	7	Sol moy -	

	8	93	13	7,1	compacte	
	9,5	93	13,1	7,1		

3.3.4.1.3 Essai pénétrométrique statique CPT

Les figures ci-dessous ainsi que les tableaux présentent une synthèse des résultats des essais pénétrométriques statiques réalisés au niveau de la section 4.

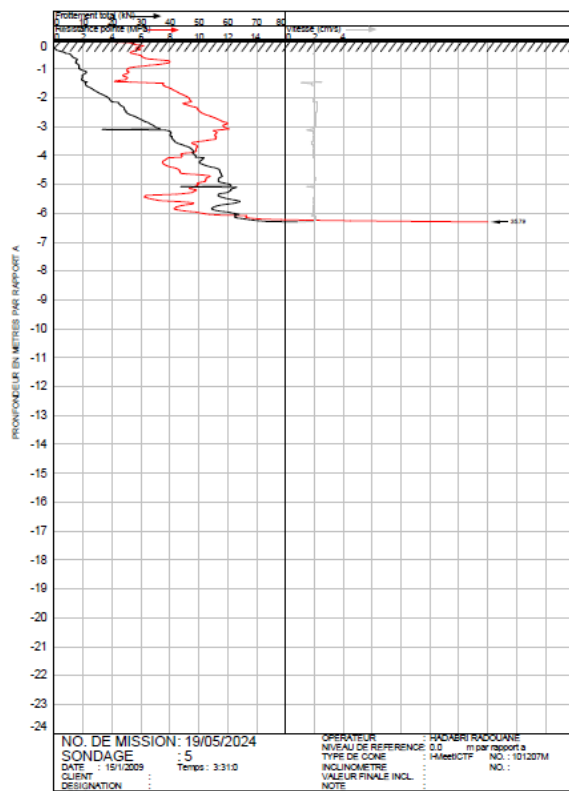


Figure 3.22 : PK 41+150 CPT05-01

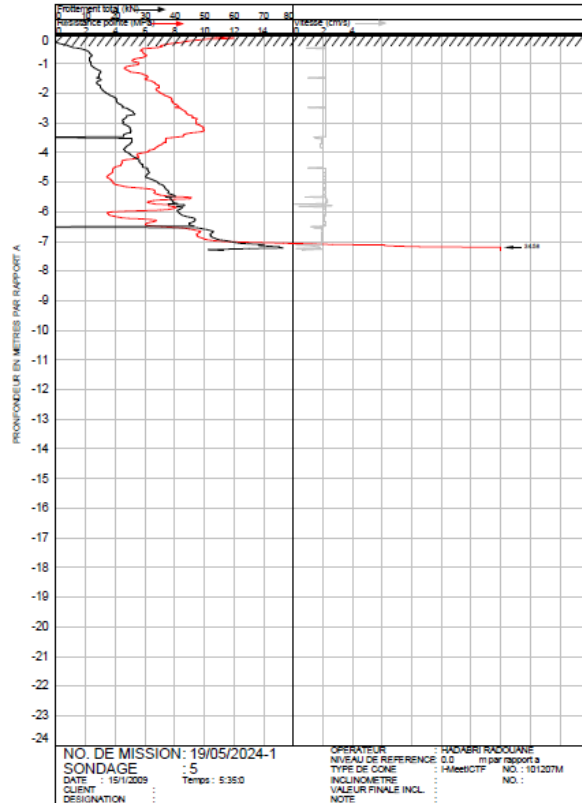


Figure 3.23: PK 41+150 CPT05-02

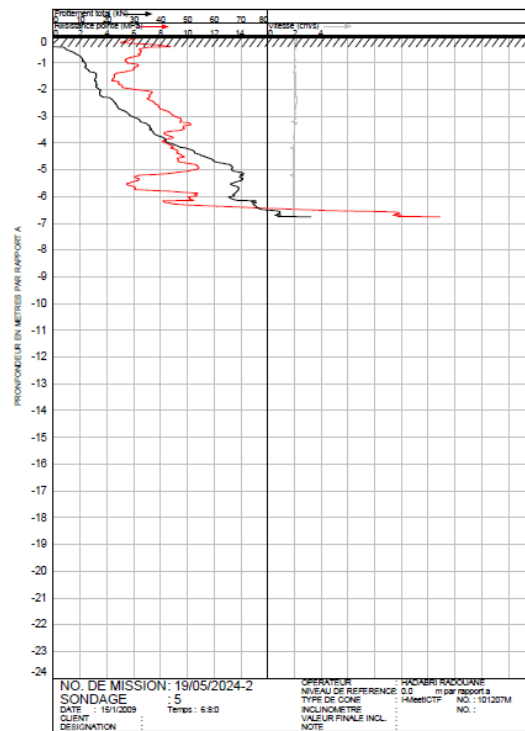


Figure 3.24 : PK 41+140 CPT05-03

Tableau 3.20 : Résultats CPT 05 (Section 4).

Couche	CPT 05 - 1			CPT 05 - 2			CPT 05 - 3			Moyenne		
	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy
	(MPa)											
0-4,8m Argile sableuse	0,018	12,09	8,35	0,026	11,98	6,84	4,32	10,55	7,44	1,45	11,54	7,54
4,8-6,6m Sable fin	6,04	35,79	10,32	0,02	9,22	5,79	5,46	25,79	9,88	3,84	23,6	8,66
6,6-10m Alluvions	/	/	/	9,22	40,9	16,83	25,38	28,87	26,06	17,3	34,09	21,45

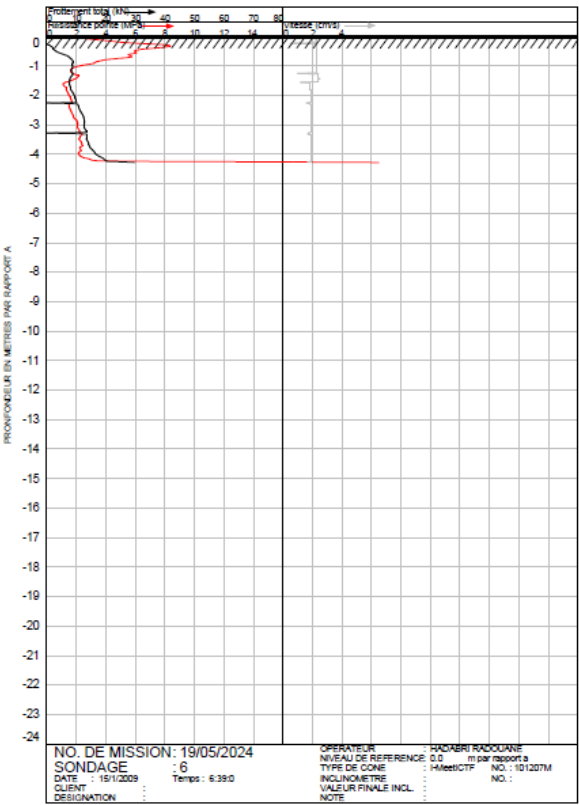


Figure 3.25 : PK 41+470 CPT06-01

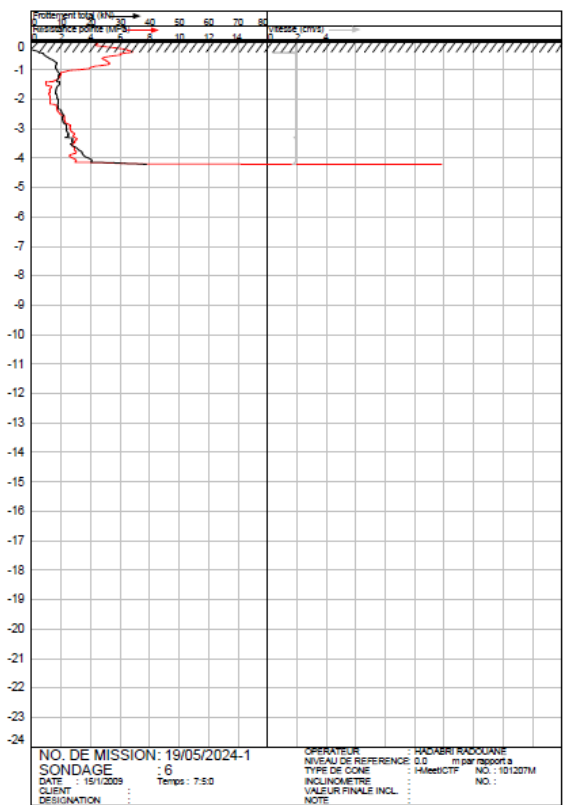


Figure 3.26 : PK 41+470 CPT06-02

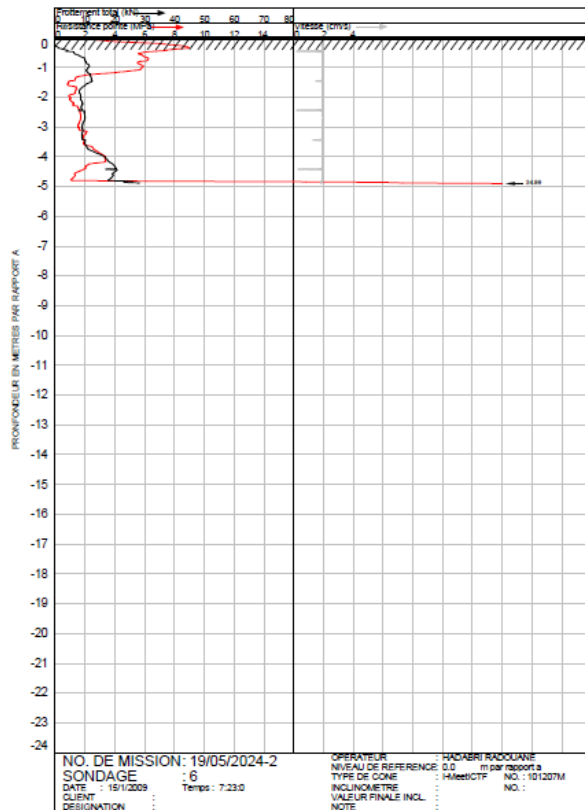


Figure 3.27 : PK 41+470 CPT06-03

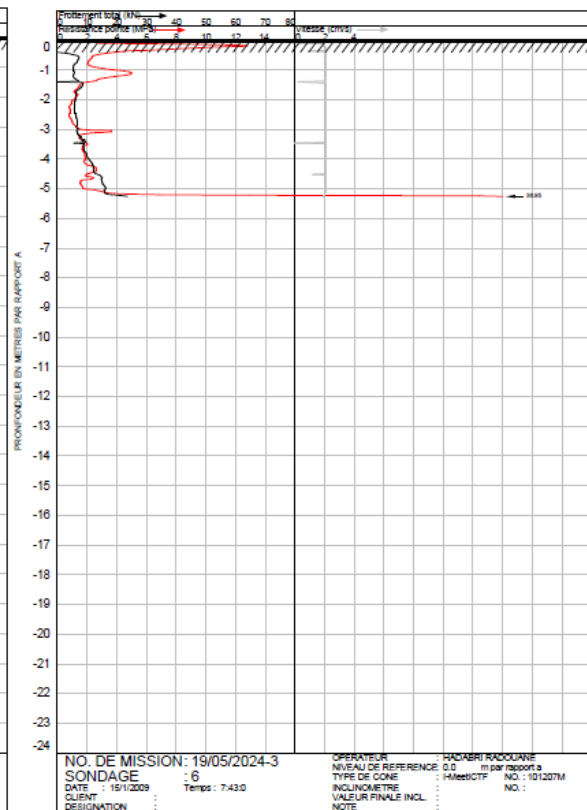


Figure 3.28 : PK 41+470 CPT06-04

Tableau 3.21 : Résultats CPT 06 (Section 4).

Couche	CPT 06 - 1			CPT 06 - 2			CPT 06 - 3			CPT 06 - 4			Moyenne		
	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy
	(MPa)														
0-1,8m Sable fin	1,1	8,36	3,5	0,94	6,84	3,44	0,35	9	4,3	0,02	12,8	3,47	0,6	9,25	3,68
1,8-4,8 Argile sableuse	0,03	22,5	2,27	1,18	27,82	2,62	0,91	3,4	1,17	0,72	3,65	1,59	0,71	14,34	1,91
4,8-10m Alluvions	/	/	/	/	/	/	1,17	35	17,4	1,55	36,95	5,49	1,36	35,98	11,45

Cette section comprend deux tableaux de résultats CPT ; l'interprétation se trouve après le tableau 3.22 : Caractéristiques des couches (section 4).

3.3.4.2 Essai laboratoire

D'après les sondages carottés, le tableau d'unités géologiques, le tableau d'estimation des caractéristiques effectives, le tableau des sondages pressiométriques et par corrélation on détermine les caractéristiques mécaniques :

- **Couche 1 (Sable fin) :** $C' = 0,51$ bars ; $\varphi' = 19^\circ$; $\gamma_h = 19,8$ kN/m³
- **Couche 2 (Argile sableuse) :** $C' = 0,50$ bars ; $\varphi' = 21,5^\circ$; $\gamma_h = 20,9$ kN/m³
- **Couche 3 (Alluvions) :** $C' = 0,55$ bars ; $\varphi' = 31,88^\circ$; $\gamma_h = 20$ kN/m³

Classification du sol de la section 4 :

D'après SC-26 résultats de laboratoire et Unité géologique 4 :

- **Couche 1** : Sable.
- **Couche 2** : $T_{2mm} = 96,47\% \Rightarrow R_{2mm} = 3,53\% \Rightarrow T_{80} = 63,94\%$

$\Rightarrow R_{80\%} = 36,06\% < 50\% \Rightarrow$ Sol fin $\Rightarrow WL = 44,01\%$ et $IP = 0,06\%$

$MO = 3,78\% \Rightarrow 3 < MO < 10$

Donc $\Rightarrow$ Argile peu plastique faiblement organique.

- **Couche 3** : Sol Grave peu plastique.

Les tableaux ci-dessous montrent les résultats et la classification de la section 4.

Tableau 3.22 : Caractéristique des couches (section 4).

Couche	Données pénétrométriques (q_c) (Mpa)			Données pressiométriques			Caractéristique s de cisaillement		Poids volumique
	Min	Max	Moy	Pl (bars)	E_m (bars)	E/Pl	C' (bars)	ϕ' (°)	γ_h (kN/m ³)
Sable fin	2,22	16,43	6,17	12,73	80,75	6,34	0,51	19	19,8
Argile sableuse	1,08	12,94	4,73	19,45	126	6,48	0,5	21,5	20,9
Alluvion	9,33	35,44	16,6	14,95	136,7 5	9,15	0,55	31,88	20

La première couche est constituée de sable fin avec une résistance moyenne à la pointe (q_c) de 6,17 MPa, ce qui indique un sol dense. Cette valeur est typique d'un sol granulaire bien compacté. La deuxième couche est formée d'argile sableuse, avec une q_c moyenne de 4,73 MPa. Bien que cette valeur soit relativement élevée pour un sol à composante fine, elle reste inférieure à celles des couches granulaires. Ce sol peut être considéré comme moyennement ferme à ferme, ce qui indique une compacité raisonnable. La dernière couche, composée d'alluvions, présente une valeur de q_c moyenne très élevée de 16,6 MPa. Cette valeur traduit un sol très dense, composé de sables grossiers et de graviers bien compactés, elle offre une excellente capacité portante et une faible compressibilité.

- Selon le tableau 3.4 Rapport entre q_c et le module oedométrique E_{oed} , on détermine le module oedométrique E_{oed} :

Tableau 3.23 : Classification de section 4

Couche		Résistance q_c (MPa)	E_{oed} / q_c	E_{oed}
		Moy		
1	Sable	6,17	2	12,34
2	Argile peu plastique	4,73	1	4,73
3	Alluvions Grave peu plastique	16,45	1,5	24,68

3.4 Conclusion

L'étude géotechnique réalisée dans ce chapitre a permis de caractériser les propriétés mécaniques et physiques des sols présents sur le site d'implantation du projet. Les investigations, menées à travers des reconnaissances in situ et des essais en laboratoire, ont fourni des données essentielles sur la nature des couches géologiques, leur portance, ainsi que leur comportement vis-à-vis des charges projetées. Cette étude constitue une étape fondamentale du projet, en orientant les choix techniques vers des solutions adaptées aux caractéristiques du terrain, tout en minimisant les risques liés aux aléas géologiques.

Il est à noter que le terrain présente de faibles caractéristiques mécaniques au niveau des quatre sections identifiées. Ces zones, situées en portance directe, nécessitent donc un renforcement ou un traitement du sol afin d'assurer la stabilité et la performance de l'ouvrage.

Chapitre 4 :

« Renforcement du sol par
colonnes ballastées »

Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

4.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation du comportement du sol renforcé par colonnes ballastées à l'aide du logiciel STONEC.

L'objectif est de proposer une solution de renforcement adaptée à chacune des quatre sections étudiées, en simulant le comportement du sol en présence des colonnes ballastées et en évaluant leur efficacité en termes de réduction des tassements.

4.2 Aperçu sur le logiciel STONEC

Les calculs des tassements de renforcement de sol par colonnes ballastées, nécessite l'aide de logiciels ; parmi eux le logiciel StoneC, qui est très réputé, conçu et développé par le GEOLOGISMIKI, qui est une entreprise d'origine grecque spécialisé dans le développement de logiciel géotechnique spécifique d'ingénierie pour chaque bureau d'étude. Ce logiciel exécute les calculs de conception de colonnes ballastées, en conformité avec la documentation reconnue. Ce logiciel a été testé et approuvé par le The Vibroflotation Group, et a fait ces preuves en donnant des résultats généralement cohérents. [20]

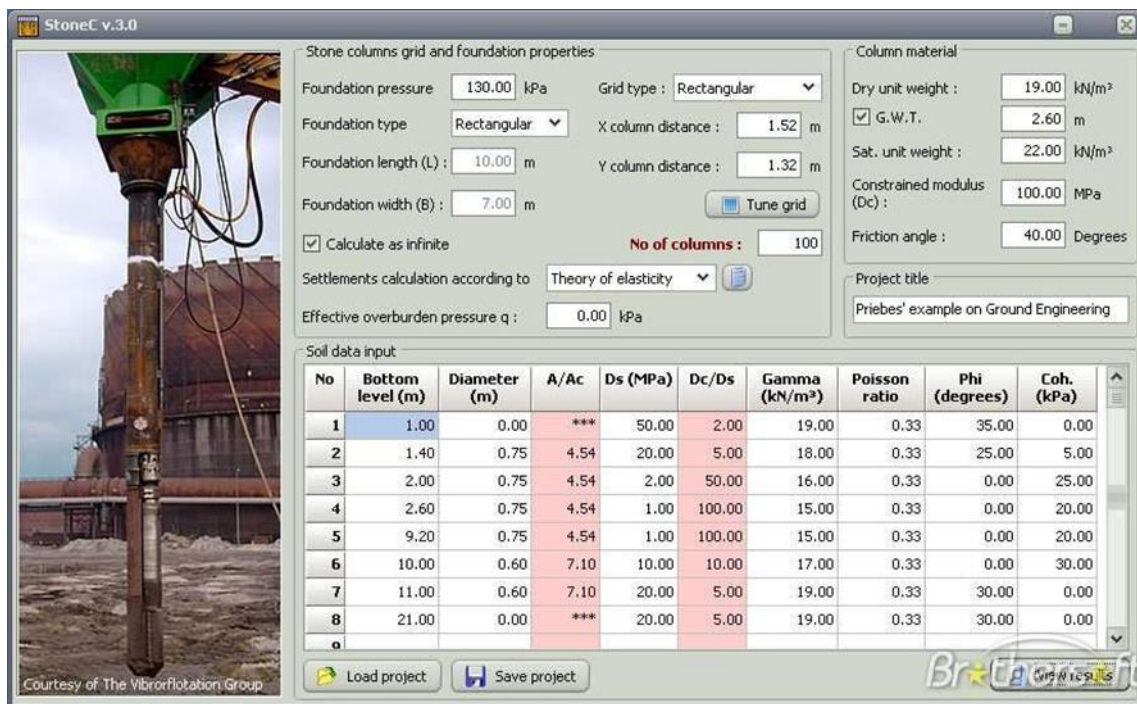


Figure 4.1 : Fenêtre d'In-Put (caractéristiques des sols sur places & des colonnes) de STONEC. [20]

STONEC est un programme simple pour le calcul de renforcement de sol par colonnes ballastées. Basé sur la méthodologie de calcul dans l'ingénierie des sols établie par Heinz J. Priebe, en Décembre 1995. [20]

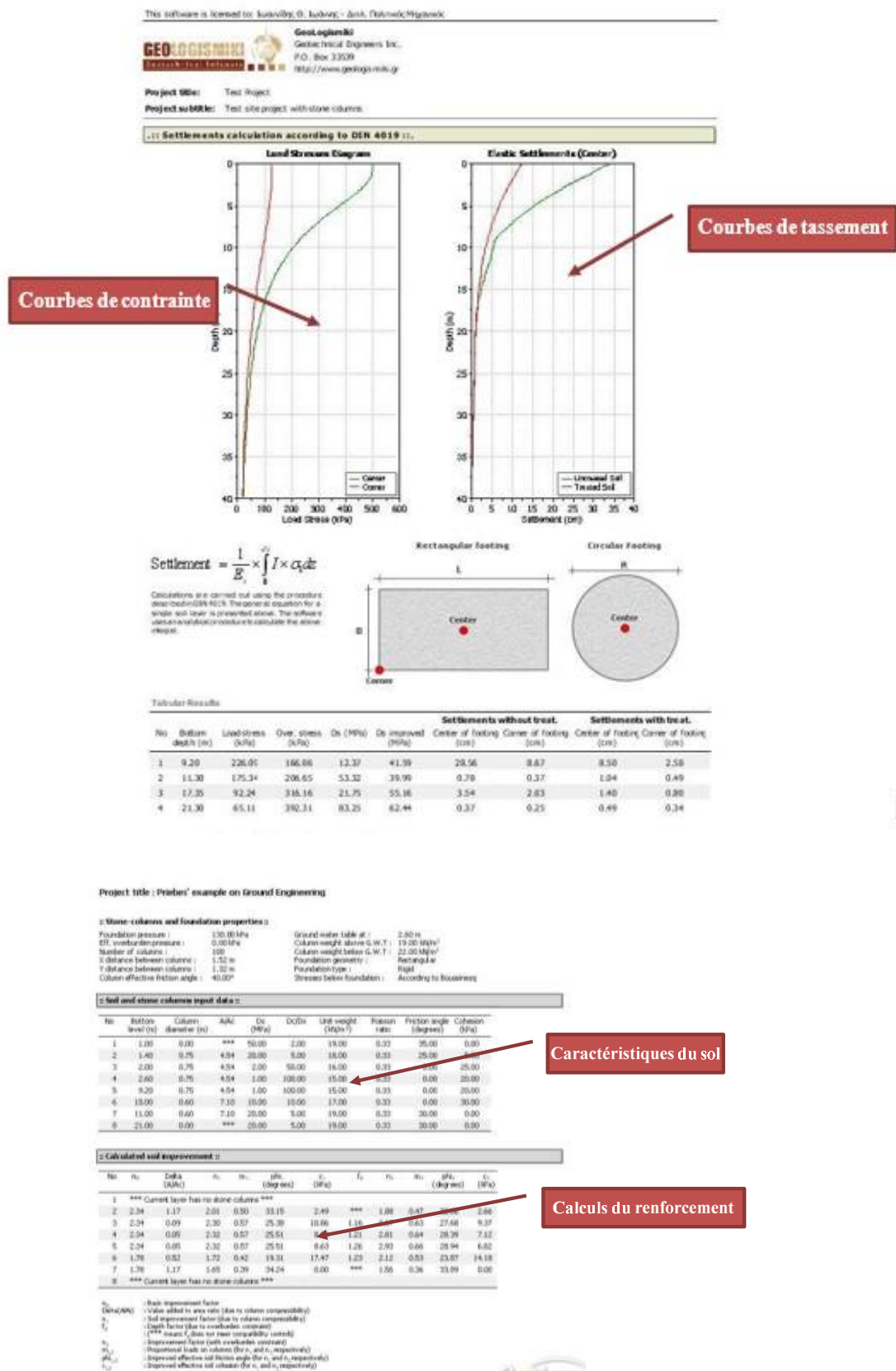


Figure 4.2 : Fenêtre d'Out-Put de STONEC. [20]

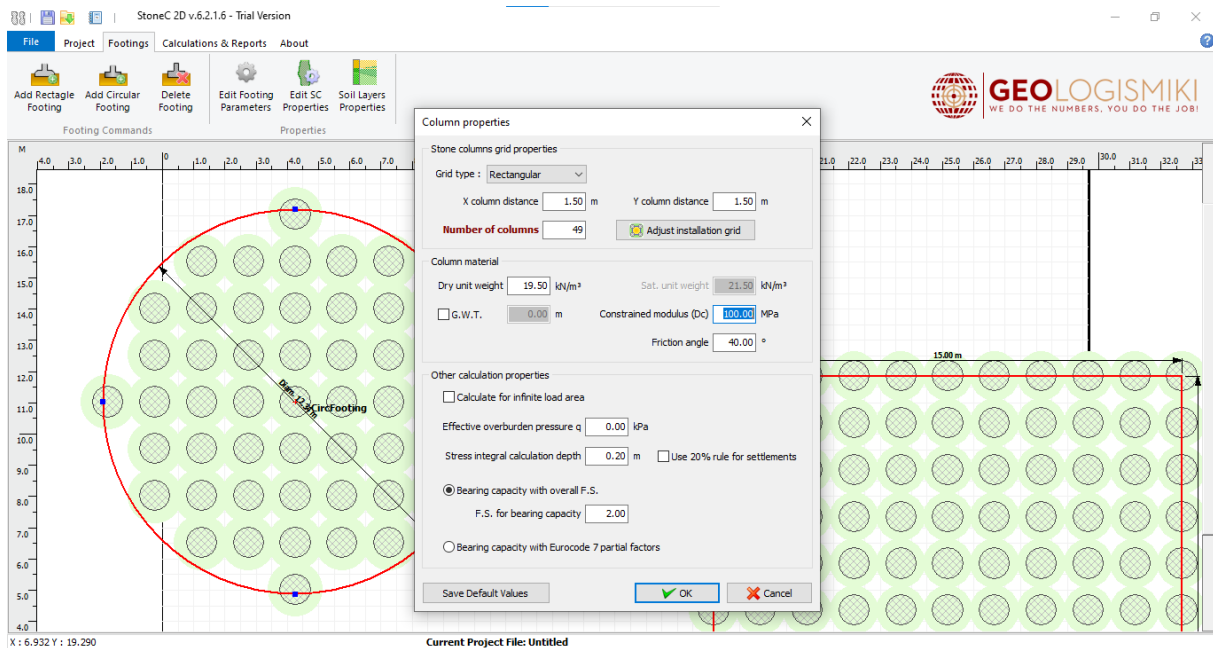


Figure 4.3 : Fenêtre d'In-Put (Disposition des colonnes) de STONEC.

Les principales caractéristiques, sont :

- Exécute les calculs de dimensionnement selon la méthode de Priebe,
- Permet d'effectuer les maillages rectangulaires et triangulaires des colonnes ballastées,
- Indique la variation du diamètre le long d'une colonne selon les couches de sol,
- Le type de fondations peut être rectangulaire ou circulaire,
- Calcul les tassements selon la norme DIN 4019, pour les charges verticales centrées,
- Calcul la capacité portante selon la méthode décrite par Priebe, en introduisant ou sans les facteurs partiels de l'Eurocode 7 (Final EN 1997-1 : 2004)
- Résume les résultats du calcul dans un rapport. [20]

4.3 Méthodes et résultats des calculs

La figure ci-dessous représente la section du remblai adoptée pour les quatre sections d'étude. Elle est composée d'une crête de 13.6m de largeur ainsi que deux talus de 15.6m de largeur, 7.8m de hauteur et de 100m de longueur :

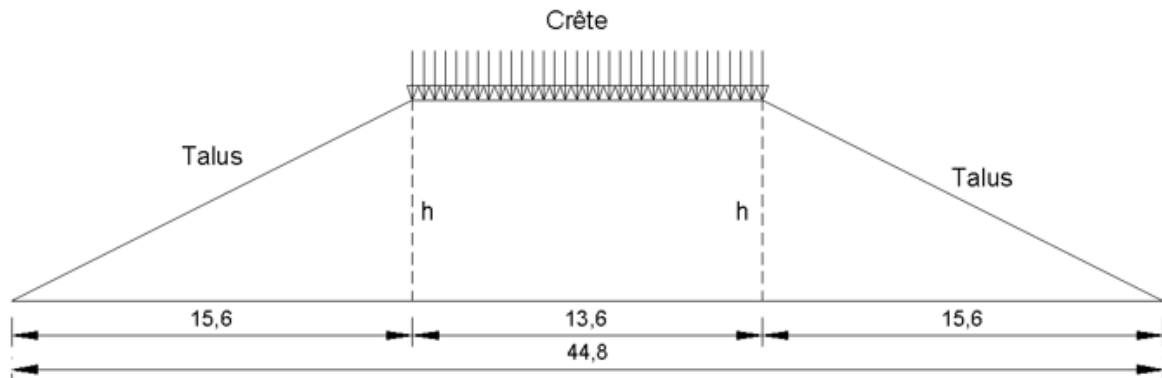


Figure 4.4 : Schéma représentant le remblai.

La charge appliquée sur le sol renforcé (sol + colonnes ballastées) comprendra la somme entre les éléments suivants :

Le poids du remblai d'une hauteur max égale à 7,8 m, ayant une densité de 18 kN/m³. la contrainte appliquée est estimé à 140 kPa.

Ainsi que la surcharge sur le remblai dû à la voie ferrée (Poids du train est inclus) égale à 50 KPa.

- La surcharge totale retenue pour la partie crête sera de **190 KPa**.

Pour la partie talus, seulement le poids du remblai est pris en considération, de cela la contrainte appliquée est estimée à **140 KPa**.

- La surcharge totale retenue pour la partie talus sera de **140 KPa**.

4.3.1 Section 1 (33+400 au 33+700 PK EXE)

- **Partie Crête :**

La Figure 4.5 présente les paramètres que nous avons rentrés pour la crête et qui sont maintenus pour les quatre sections.

Rectangle footing properties

Footing name
Section 1 Crete

Placement

X coordinate 5.68 (m)

Y coordinate 13.24 (m)

Dimensions

Width 13.60 (m)

Length 100.00 (m)

Footing pressure 190.00 (kPa)

☒ Auto draw dimensions

Figure 4.5 : Propriétés de la crete de la section 1 (Input).

Width : Largeur de la crête

Footing pressure : Contrainte de surcharge.

Les deux Figures 4.6 et 4.7 présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les colonnes ballastées. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 1 sont : un diamètre de 0.8m, une longueur de 12m et un espacement de 1.2m

Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

Column properties

Stone columns grid properties

Grid type : Rectangular

X column distance 1.20 m Y column distance 1.20 m

Number of columns 1008 Adjust installation grid

Column material

Dry unit weight 21.00 kN/m³ Sat. unit weight 21.50 kN/m³

☒ G.W.T. 4.00 m Constrained modulus (Dc) 60.00 MPa

Friction angle 38.00 °

Other calculation properties

☐ Calculate for infinite load area

Effective overburden pressure q 0.00 kPa

Stress integral calculation depth 0.20 m ☐ Use 20% rule for settlements

☒ Bearing capacity with overall F.S.

F.S. for bearing capacity 2.00

☐ Bearing capacity with Eurocode 7 partial factors

Figure 4.6 : Propriétés des colonnes ballastées (Input).

X column distance : Espacement entre les colonnes sur l'axe X.

Y column distance : Espacement entre les colonnes sur l'axe Y.

G.W.T : Niveau de nappe phréatique.

Borehole Soil Data

Assign from footing...

Soil data table

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Phi (°)	Cohesion (kPa)	Comp. Soil*	Ds improved (kPa)
1	1.00	0.80	2.68	7.76	7.73	21.10	0.33	25.52	19.00	☐	7.76
2	1.50	0.80	2.68	5.31	11.30	24.60	0.33	33.24	40.00	☐	5.31
3	4.90	0.80	2.68	2.84	21.13	21.10	0.33	25.52	19.00	☐	2.84
4	7.00	0.80	2.68	10.34	5.80	24.60	0.33	23.94	41.00	☐	10.34
5	12.00	0.80	2.68	10.34	5.80	21.10	0.33	34.10	45.00	☐	10.34
6										☐	
7										☐	
8										☐	
9										☐	
10										☐	
11										☐	
12										☐	
13										☐	
14										☐	
15										☐	
16										☐	

*If checked, Ds improved is the soil modulus entered by the user for such granular soil layers where the Priebe method shall not be applied but instead an improved soil modulus due to compaction of such layer shall be used

Figure 4.7 : Caractéristiques des couches (Input).

Bottom depth : Profondeur de la base de la couche.

Column diameter : Diamètre de la colonne.

Ds : Module oedométrique E_{oed} .

Unit weight : Poids volumique

Poisson ratio : Coefficient de Poisson.

Phi : Angle de frottement.

(A/Ac) et (Dc/Ds) sont calculées automatiquement par le logiciel.

OUTPUT :

La figure ci dessous représente l'OUTPUT de la section 1 crete

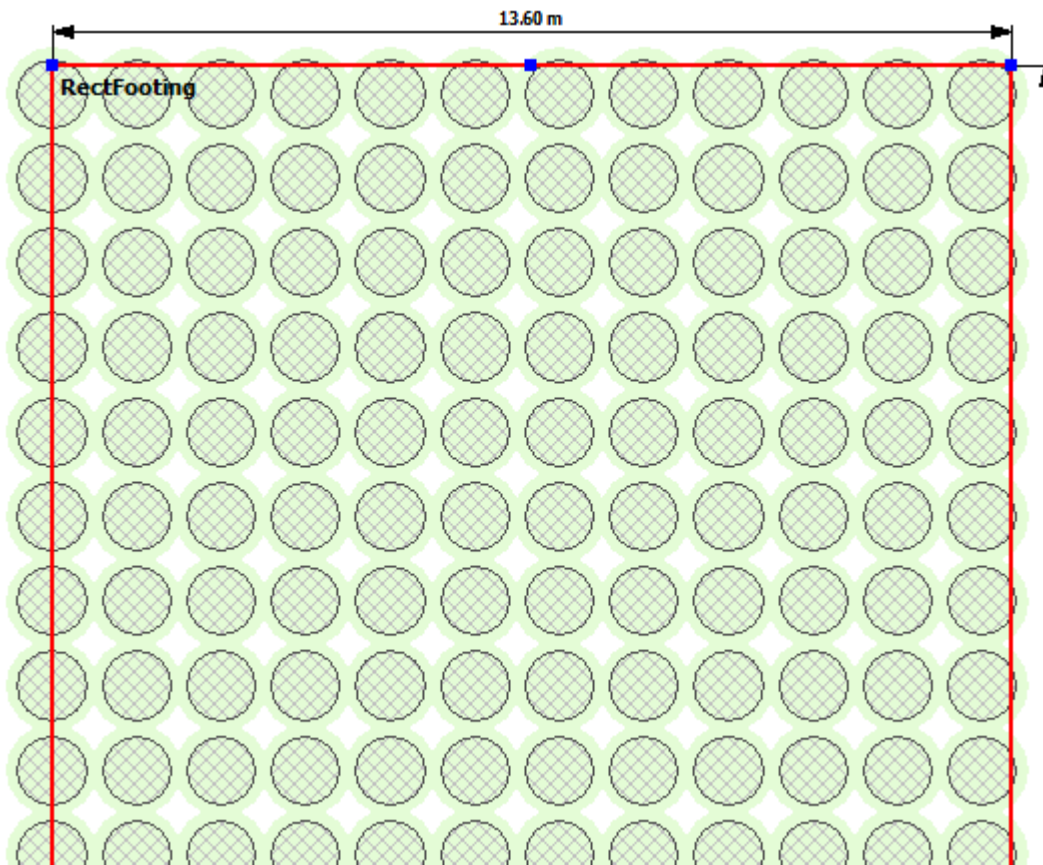


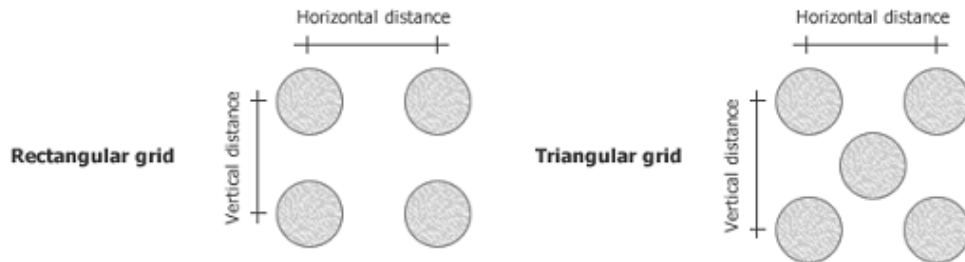
Figure 4.8 : Rectangle footing 1 (Crête).

Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

Footing name: Section 1 Crête

:: Stone Columns & Foundation properties ::

Number of columns:	1008	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.20 m	Foundation length:	13.60 m
Vertical distance:	1.20 m	Foundation pressure:	190.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	4.00 m
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		



:: Soil layer input data ::

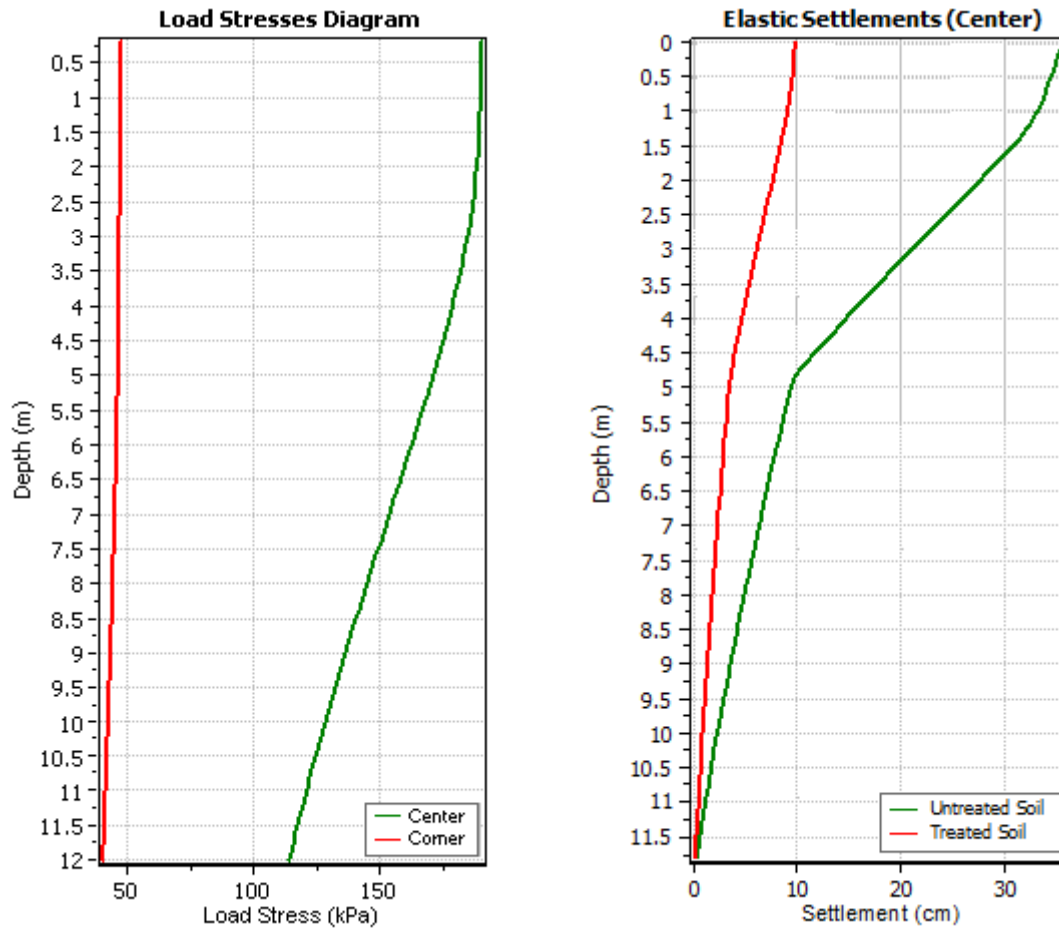
No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.00	0.80	2.68	7.76	7.73	21.10	0.33	25.52	19.00
2	1.50	0.80	2.68	5.31	11.30	24.60	0.33	33.24	40.00
3	4.90	0.80	2.68	2.84	21.13	21.10	0.33	25.52	19.00
4	7.00	0.80	2.68	10.34	5.80	24.60	0.33	23.94	41.00
5	12.00	0.80	2.68	10.34	5.80	21.10	0.33	34.10	45.00

Abbreviations

Bottom depth:	Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)
Column diameter:	Diameter of the stone column in the layer
A/Ac:	Replacement ratio (unit area to column area)
Ds:	Constrained modulus of soil
Dc/Ds:	Ratio of constrained modulus of column material to constrained modulus of soil
Unit weight:	Total unit weight of soil layer
Poisson ratio:	Poisson ratio of the layer
Friction angle:	Friction angle value of the layer
Cohesion:	Cohesion value of the layer

Les diagrammes des contraintes verticales au centre et au coin de la crête, ainsi que les courbes de tassement en fonction de la profondeur, avec et sans traitement, sont présentés dans les figures ci-dessous.

Settlements calculations according to DIN 4019.

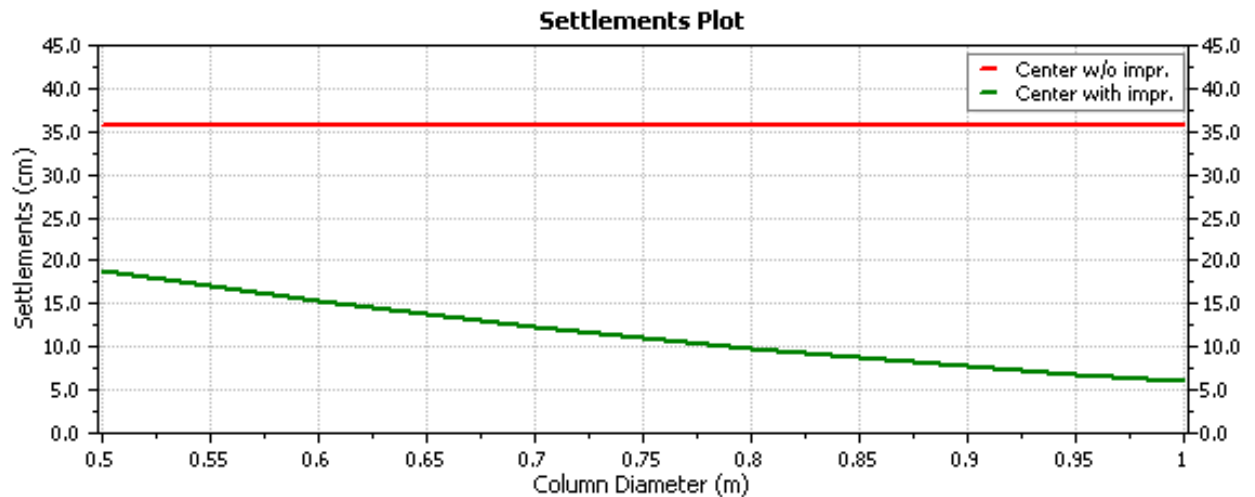


Load stress : Contrainte de surcharge.

Untreated soil : Sol sans renforcement.

Treated soil : Sol renforcé.

Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de la crête en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



Tassement en fonction du diamètre de la colonne.

Center w/o impr : Centre sans renforcement.

Center with impr : Centre avec renforcement.

:: Tabular results ::

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.00	189.75	21.10	7.76	22.86	2.45	0.61	0.83	0.21
2	1.50	189.18	33.40	5.31	17.85	1.78	0.45	0.53	0.13
3	4.90	171.83	96.14	2.84	12.43	21.78	5.65	4.98	1.29
4	7.00	153.67	126.80	10.34	28.86	3.29	0.94	1.18	0.34
5	12.00	114.09	182.30	10.34	28.86	6.39	2.08	2.29	0.75
Totals:						35.68	9.73	9.80	2.71

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de la crête diminue de 35,68 cm à 9,8 cm, et celui au coin de la crête passe de 9,73 cm à 2,71 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Le calcul des tassements a été effectué dans le logiciel en considérant une longueur de semelle (footing length) de 100 m.

Or, la section 1 (PK 33+400 à PK 33+700) présente une longueur de 300 m. Par conséquent, le nombre total de colonnes ballastées nécessaires pour cette section est :

Nombre de colonne = 1008×3

Nombre de colonne = 3024

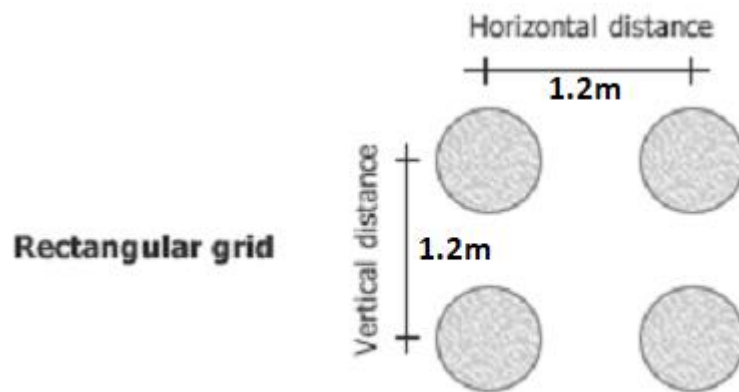


Figure 4.9 : Maillage (Section 1 crête).

- **Partie talus :**

La figure ci dessous représente l'OUTPUT de la section 1 talus

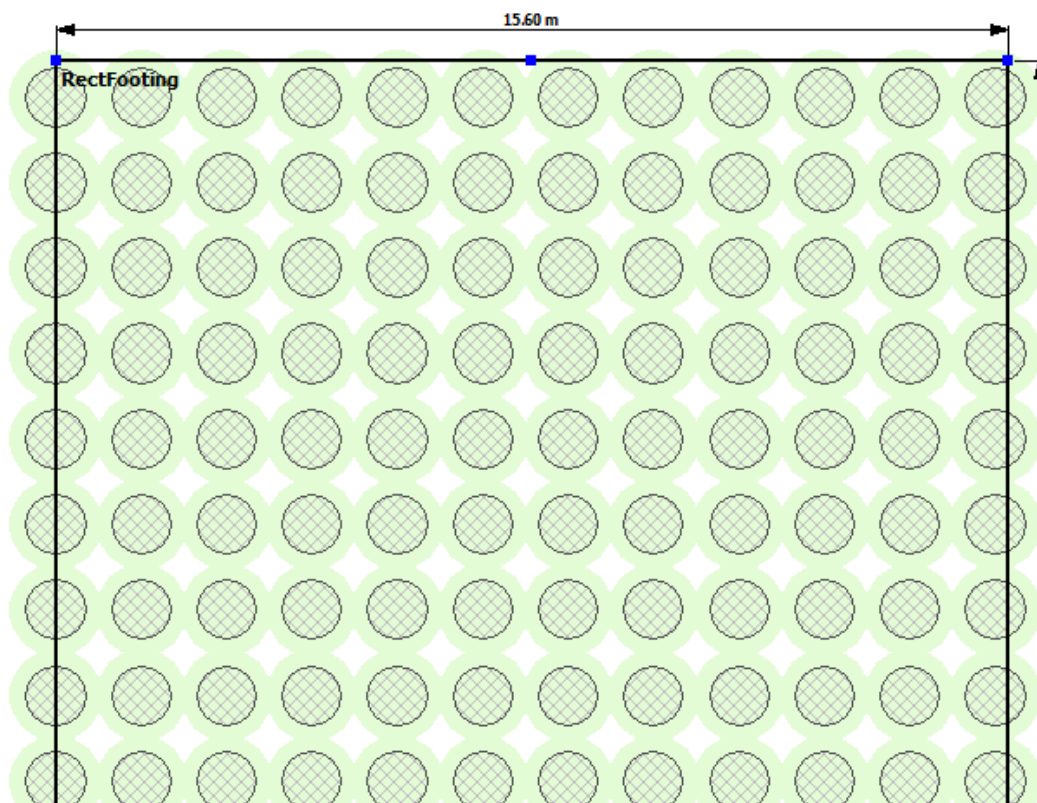


Figure 4.10 : Rectangle footing 1 (Talus).

Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

Footing name: Section 1 talus

::: Stone Columns & Foundation properties :::

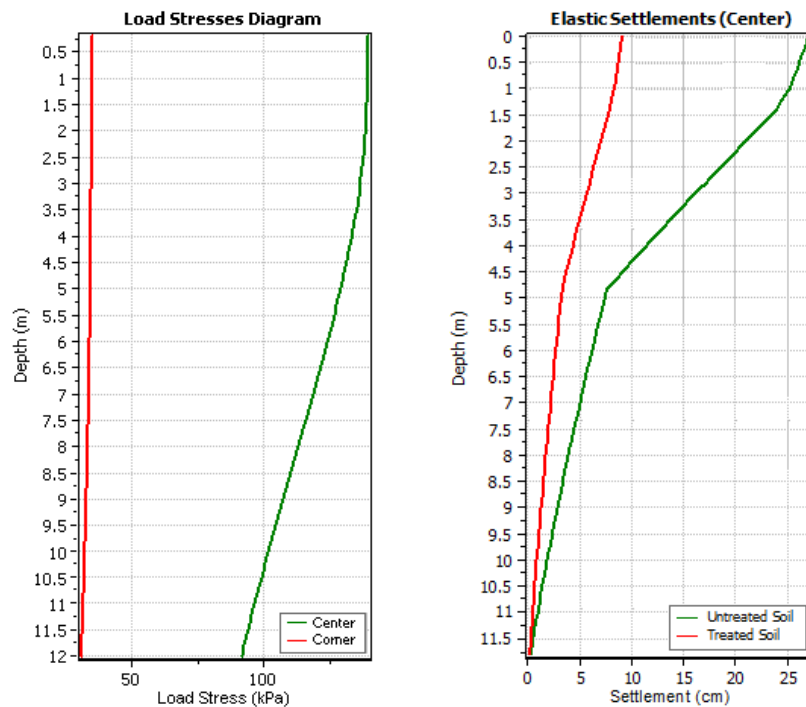
Number of columns:	864	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.40 m	Foundation length:	15.60 m
Vertical distance:	1.40 m	Foundation pressure:	140.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	4.00 m
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.00	0.80	3.59	7.67	7.82	21.10	0.33	25.52	19.00
2	1.50	0.80	3.59	5.31	11.30	24.60	0.33	33.24	40.00
3	4.90	0.80	3.59	2.84	21.13	21.10	0.33	25.52	19.00
4	7.00	0.80	3.59	10.34	5.80	24.60	0.33	23.94	41.00
5	12.00	0.80	3.59	10.34	5.80	21.10	0.33	34.10	45.00

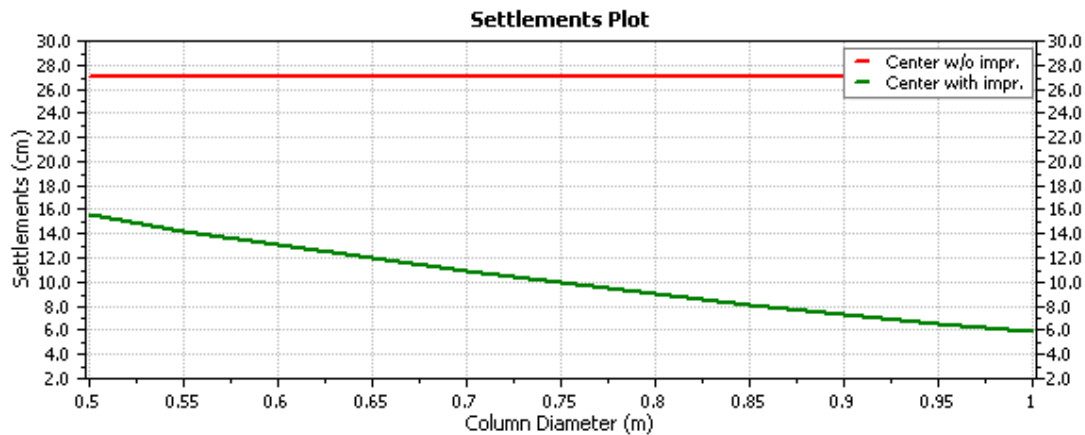
Les diagrammes des contraintes verticales au centre et au coin de talus, ainsi que les courbes de tassement en fonction de la profondeur, avec et sans traitement, sont présentés dans les figures ci-dessous.

::: Settlements calculation according to DIN 4019 :::



Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de talus en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



::: Tabular results :::

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.00	139.88	21.10	7.67	18.63	1.82	0.46	0.75	0.19
2	1.50	139.60	33.40	5.31	14.52	1.32	0.33	0.48	0.12
3	4.90	130.15	96.14	2.84	10.23	16.25	4.17	4.51	1.16
4	7.00	119.09	126.80	10.34	24.17	2.52	0.70	1.08	0.30
5	12.00	91.97	182.30	10.34	24.17	5.06	1.58	2.16	0.67
Totals:						26.97	7.23	8.99	2.44

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de talus diminue de 26,97 cm à 8,99 cm, et celui au coin de talus passe de 7,23cm à 2,44 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Nous avons calculé les tassements avec une longueur de 100 m (Footing length) dans logiciel. Section 1 à une longueur de 300 m (33+400 au 33+700 PK EXE), alors nous multiplions le nombre des colonnes ballastées nécessaires par 3.

Les calculs effectués sont pour un seul talus, alors nous multiplions par 2.

Nombre de colonne = $864 \times 3 \times 2$

Nombre de colonne = 5184

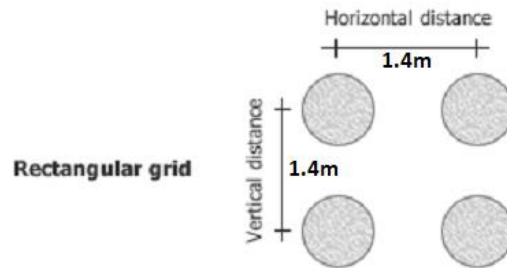


Figure 4.11 : Maillage (Section 1 talus).

4.3.2 Section 2 (34+300 au 34+700 PK EXE)

Dans cette section, les couches sont compliquées et difficiles à dessiner et à mettre dans le programme comme elles sont. Alors, on a divisé la section en 2 parties (voir figure 4.12)

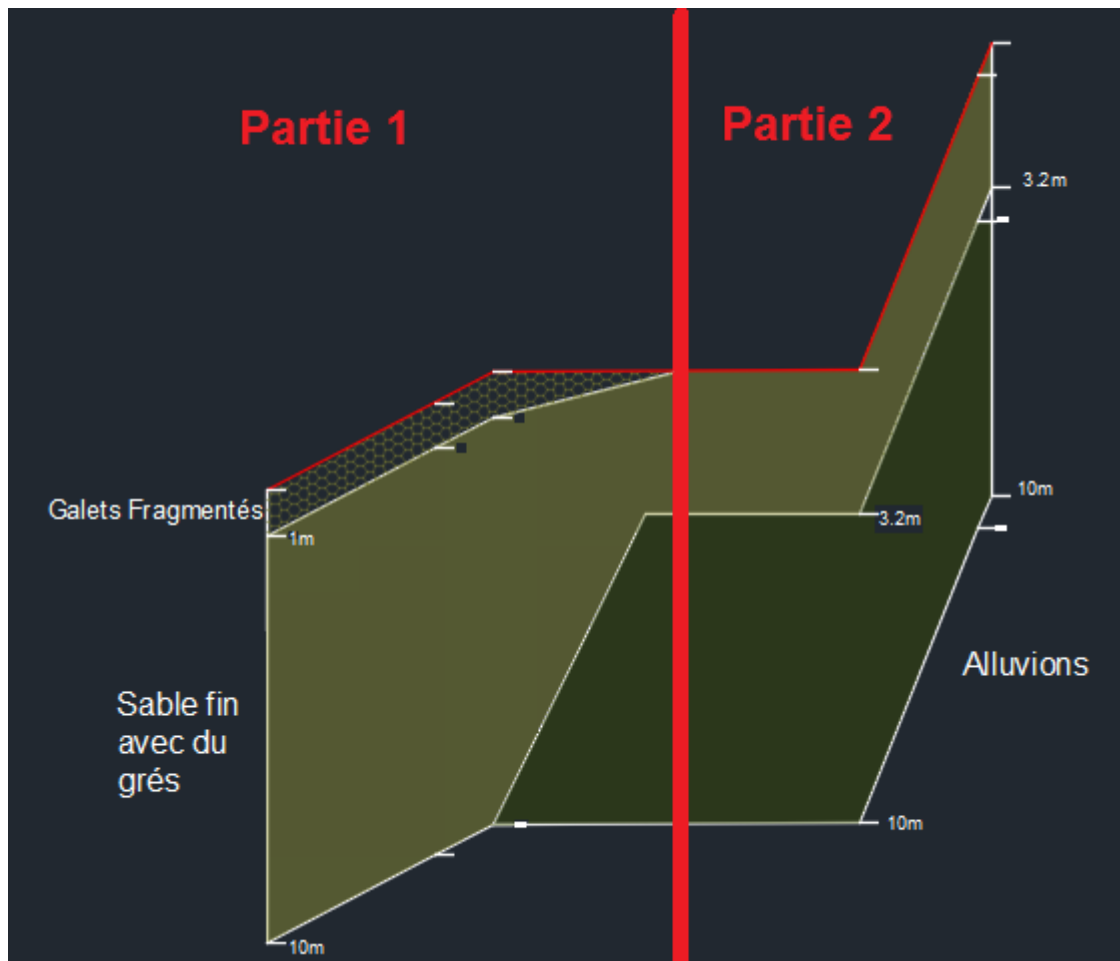


Figure 4.12 : Schéma des deux parties (Section 2).

4.3.2.1 Partie 1 (34+300 au 34+550 PK EXE)

La figure 4.13 montre la coupe lithologique de partie 1 section 2



Figure 4.13 : Schéma partie 1 (Section 2).

- **Crête :**

La figure ci dessous représente l'OUTPUT de la partie 1 section 2 crete

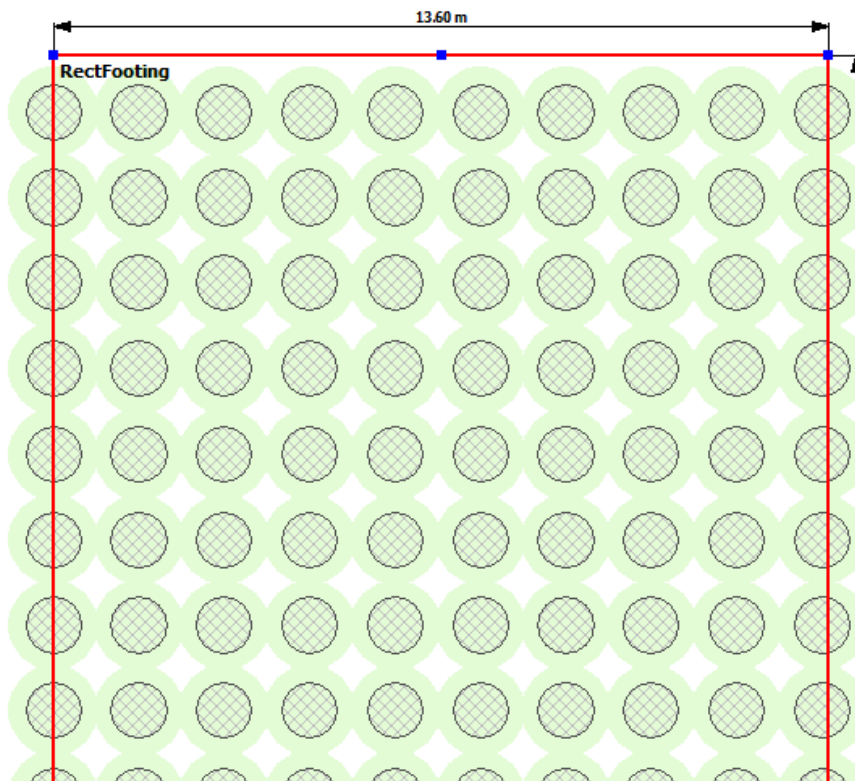


Figure 4.14 : Rectangle footing 2 (Crête).

Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

Footing name: Section 2 (partie 1) crete

::: Stone Columns & Foundation properties :::

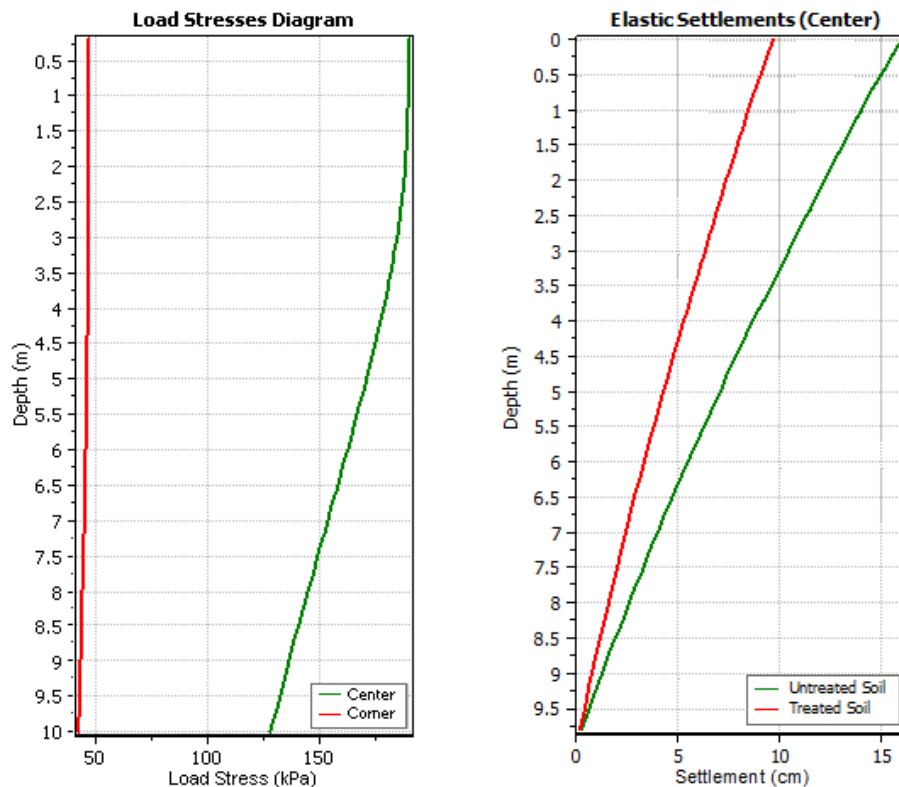
Number of columns:	670	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.50 m	Foundation length:	13.60 m
Vertical distance:	1.50 m	Foundation pressure:	190.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	N/A
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

::: Soil layer input data :::

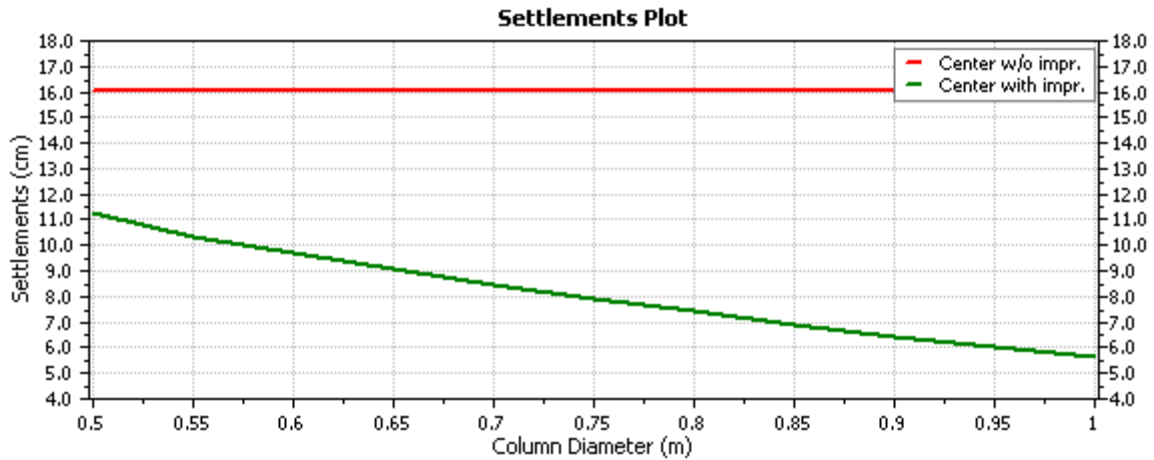
No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.00	0.60	7.18	9.28	6.47	18.00	0.33	30.00	0.00
2	10.00	0.60	7.18	10.54	5.69	17.30	0.33	31.78	35.00

Les diagrammes des contraintes verticales au centre et au coin de la crête, ainsi que les courbes de tassement en fonction de la profondeur, avec et sans traitement, sont présentés dans les figures ci-dessous.

::: Settlements calculation according to DIN 4019 :::



Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de la crête en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



:: Tabular results ::

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.00	189.75	18.00	9.28	15.25	2.05	0.51	1.25	0.31
2	10.00	128.39	173.70	10.54	17.42	13.98	3.92	8.45	2.37
Totals:						16.02	4.43	9.70	2.68

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de la crête diminue de 16,02 cm à 9,70 cm, et celui au coin de la crête passe de 4,43 cm à 2,68 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Nous avons calculé les tassements avec une longueur de 100 m (Footing length) dans logiciel. Partie 1 de Section 2 à une longueur de 250m (34+300 au 34+550 PK EXE), alors nous multiplions le nombre des colonnes ballastées nécessaires par 2.5

Nombre de colonne = $670 \times 2,5$

Nombre de colonne = 1675

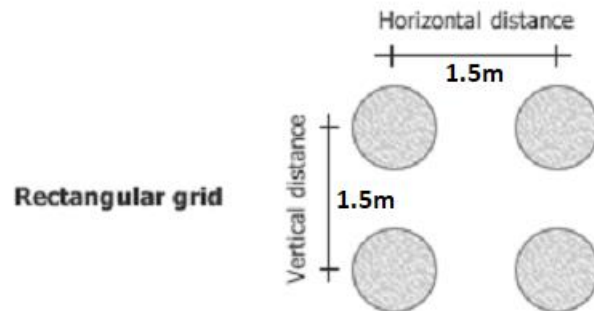


Figure 4.15 : Maillage (Section 2 partie 1 crête).

- **Talus :**

La figure ci dessous représente l'OUTPUT de la partie 1 section 2 talus

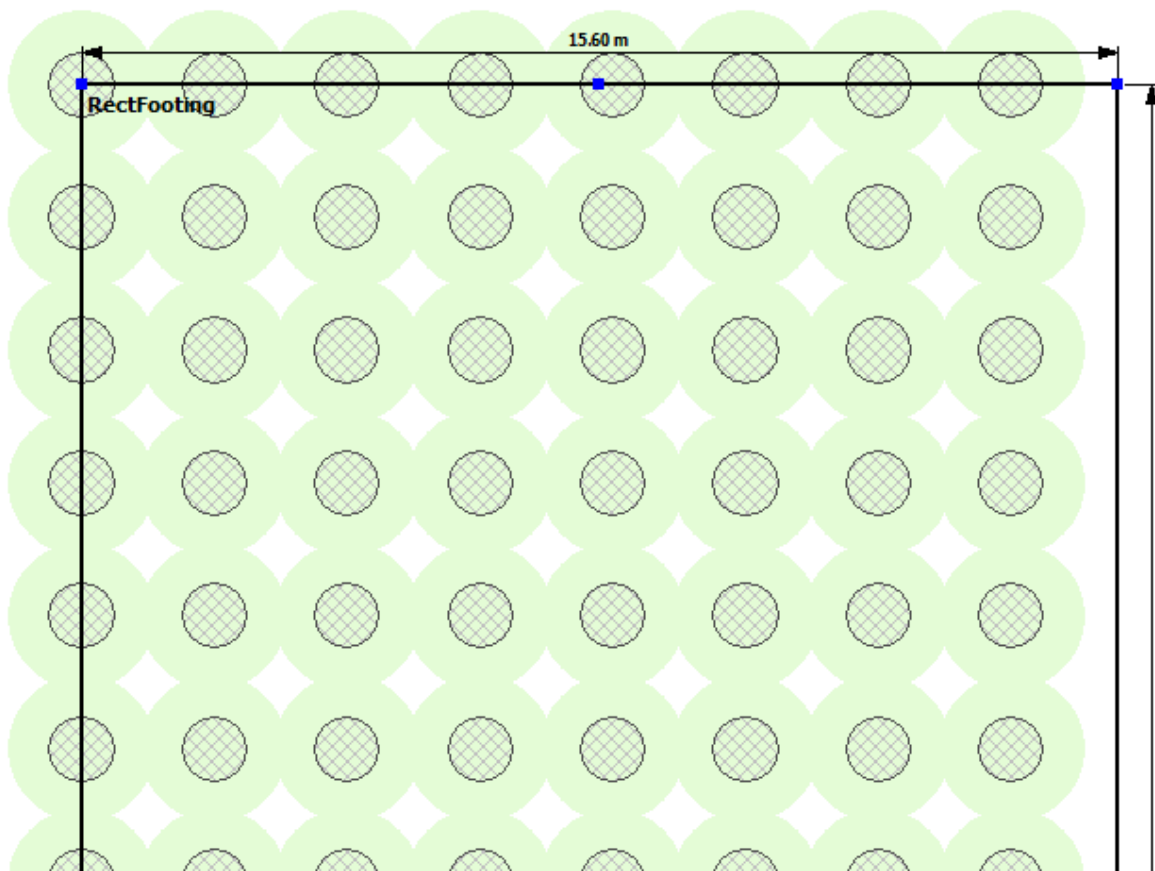


Figure 4.16 : Rectangle footing 2 (Talus).

::: Stone Columns & Foundation properties :::

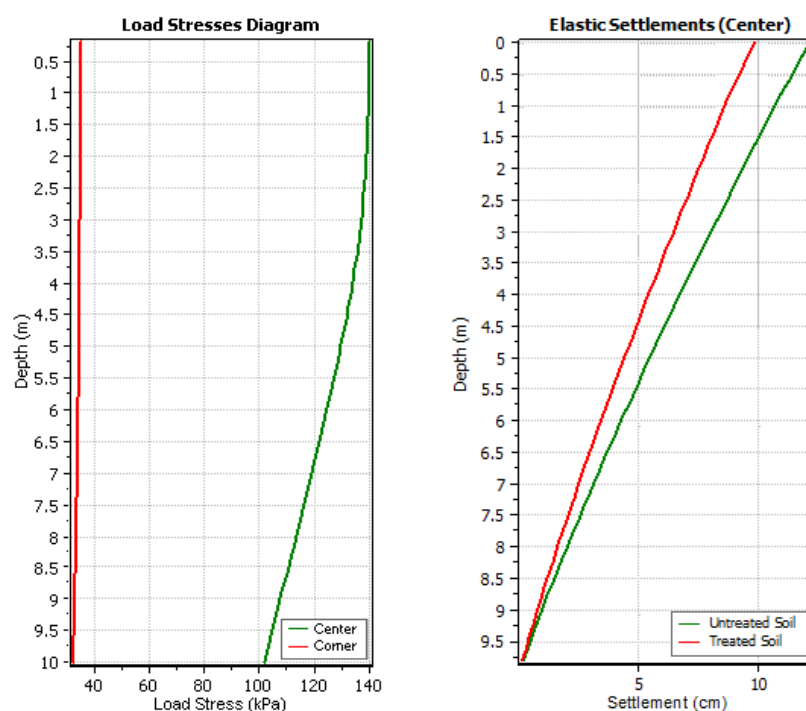
Number of columns:	408	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	2.00 m	Foundation length:	15.60 m
Vertical distance:	2.00 m	Foundation pressure:	140.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	N/A
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

::: Soil layer input data :::

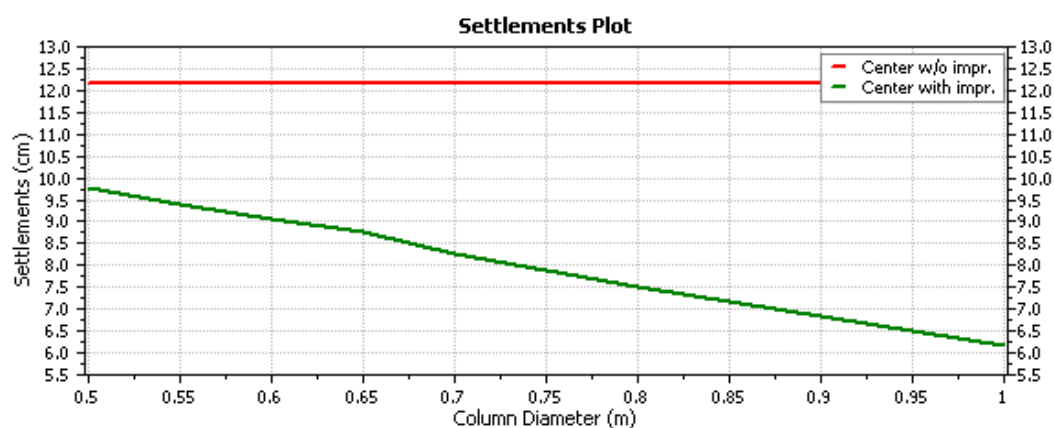
No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.00	0.50	19.47	9.28	6.47	18.00	0.33	30.00	0.00
2	10.00	0.50	19.47	10.54	5.69	17.30	0.33	31.78	35.00

Les diagrammes des contraintes verticales au centre et au coin de talus, ainsi que les courbes de tassement en fonction de la profondeur, avec et sans traitement, sont présentés dans les figures ci-dessous.

... Settlements calculation according to DIN 4019 ...



Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de talus en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



:: Tabular results ::

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.00	139.88	18.00	9.28	11.57	1.51	0.38	1.21	0.30
2	10.00	102.19	173.70	10.54	13.08	10.65	2.92	8.58	2.35
Totals:						12.16	3.29	9.79	2.65

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de talus diminue de 12,16 cm à 9,79 cm, et celui au coin de talus passe de 3,29 cm à 2,65 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Nous avons calculé les tassements avec une longueur de 100 m (Footing length) dans logiciel. Partie 1 de Section 2 à une longueur de 250m (34+300 au 34+550 PK EXE), alors nous multiplions le nombre des colonnes ballastées nécessaires par 2,5.

Les calculs effectués sont pour un seul talus, alors nous multiplions par 2.

Nombre de colonne = $408 \times 2,5 \times 2$

Nombre de colonne = 2040

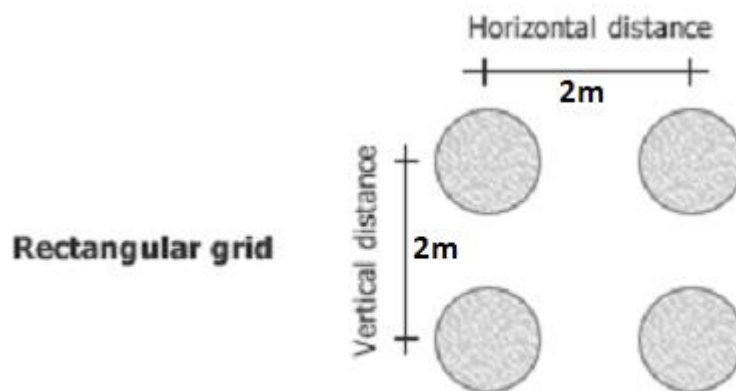


Figure 4.17 : Maillage (Section 2 partie 1 talus).

4.3.2.2 Partie 2 (34+550 au 34+700 PK EXE)

La figure 4.18 montre la coupe lithologique de partie 2 section 2

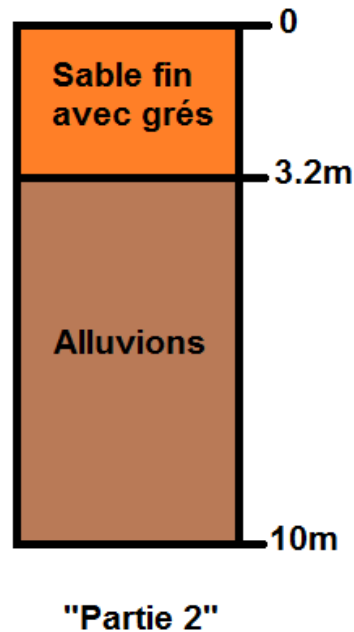


Figure 4.18 : Schéma partie 2 (Section 2).

- Crête :

Footing name: Section 2 (partie 2) crete

::: Stone Columns & Foundation properties :::

Number of columns:	670	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.50 m	Foundation length:	13.60 m
Vertical distance:	1.50 m	Foundation pressure:	190.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	N/A
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	3.20	0.60	7.18	10.54	5.69	17.30	0.33	31.78	35.00
2	10.00	0.60	7.18	29.85	2.01	18.00	0.33	35.00	5.00

Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

::: Tabular results :::

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	3.20	183.40	55.36	10.54	17.43	5.71	1.44	3.45	0.87
2	10.00	128.39	177.76	29.85	34.05	3.56	1.03	3.12	0.91
Totals:						9.26	2.47	6.57	1.78

On remarque que les deux tassements sans traitement (settlement without treatment) sont inférieurs à 10cm, alors pas besoin de renforcement.

- **Talus :**

Footing name: Section 2 (partie 2) talus

::: Stone Columns & Foundation properties :::

Number of columns:	737	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.50 m	Foundation length:	15.60 m
Vertical distance:	1.50 m	Foundation pressure:	140.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	N/A
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	3.20	0.60	7.49	10.54	5.69	17.30	0.33	31.78	35.00
2	10.00	0.60	7.49	29.85	2.01	18.00	0.33	35.00	5.00

::: Tabular results :::

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	3.20	136.60	55.36	10.54	17.14	4.22	1.06	2.59	0.65
2	10.00	102.19	177.76	29.85	33.88	2.74	0.77	2.41	0.68
Totals:						6.96	1.83	5.01	1.33

On remarque que les deux tassements sans traitement (settlement without treatment) sont inférieurs à 10cm, alors pas besoin de renforcement.

4.3.3 Section 4 (41+000 au 42+100 PK EXE)

Dans cette section, les couches sont compliquées et difficiles à dessiner et à mettre dans le programme comme elles sont. Alors, on a divisé la section en 2 parties (voir figure 4.19)

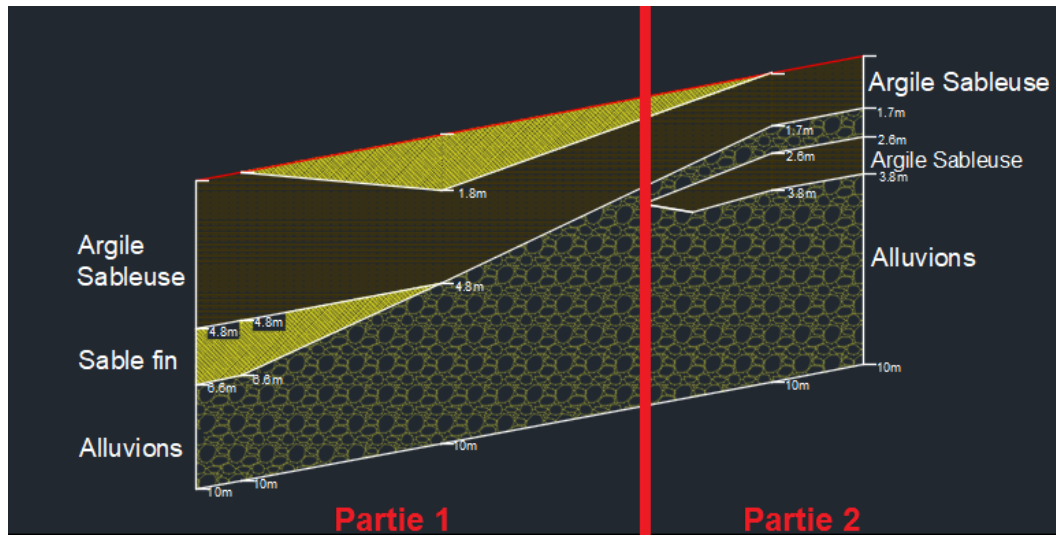


Figure 4.19 : Schéma des deux parties (Section 4).

4.3.3.1 Partie 1 (41+000 au 41+800 PK EXE)

La figure 4.20 montre la coupe lithologique de partie 1 section 4

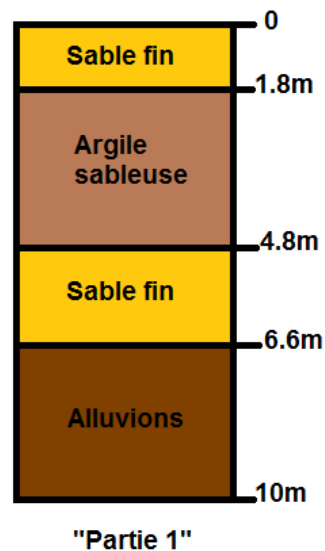


Figure 4.20 : Schéma partie 1 (Section 4).

- Crête

La figure ci dessous représente l'OUTPUT de la partie 1 section 4 crete

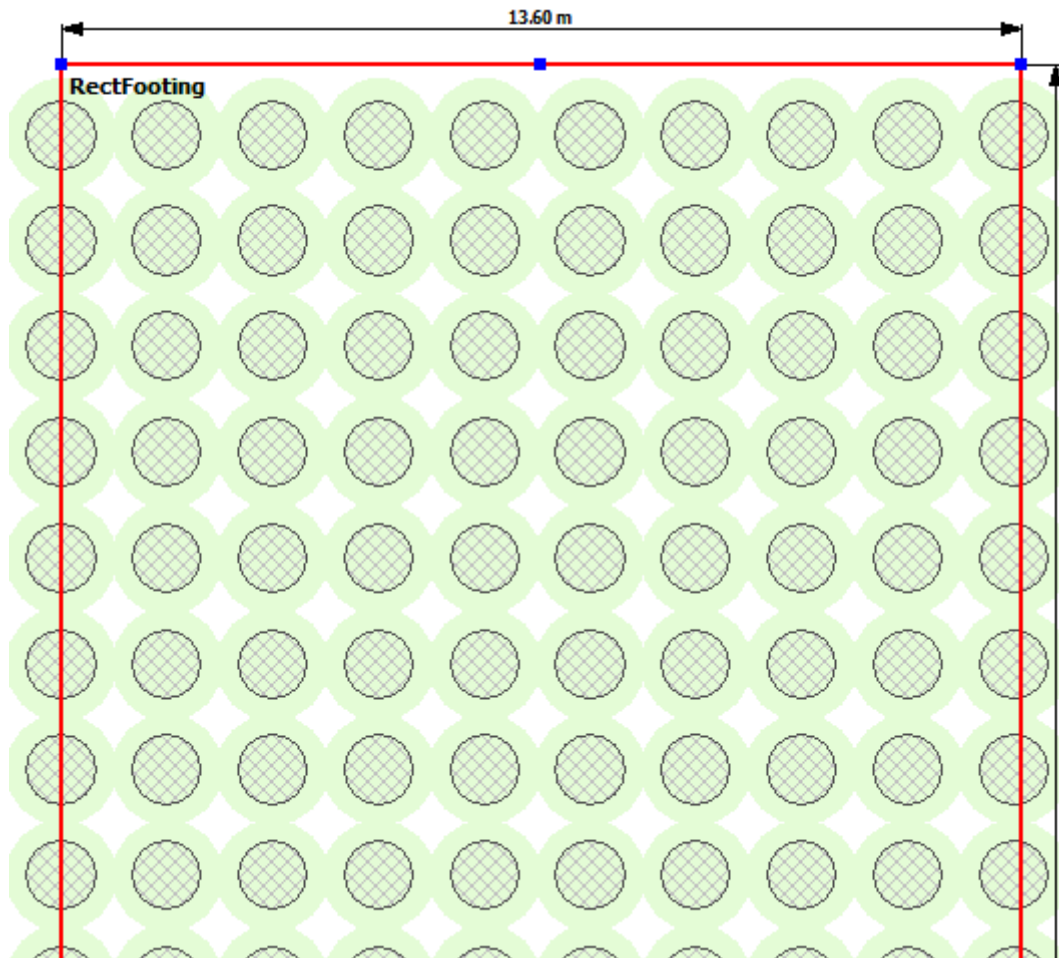


Figure 4.21 : Rectangle footing 4 (Crête).

::: Stone Columns & Foundation properties :::

Number of columns:	670	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.50 m	Foundation length:	13.60 m
Vertical distance:	1.50 m	Foundation pressure:	190.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	5.30 m
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

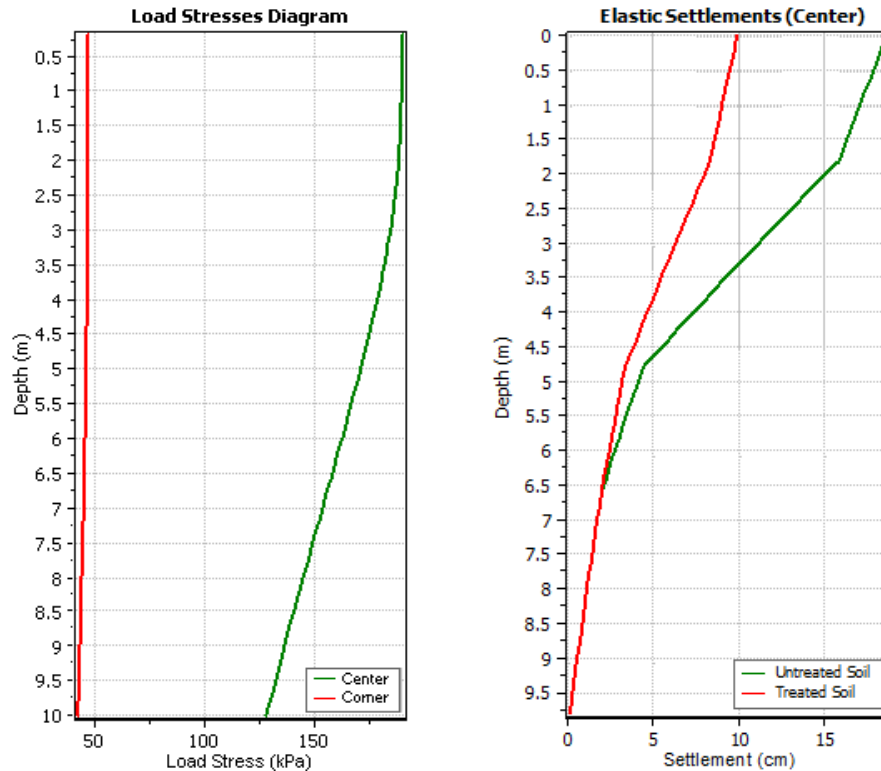
::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.80	0.70	5.27	12.34	4.86	19.80	0.33	19.00	51.00
2	4.80	0.70	5.27	4.73	12.68	20.90	0.33	21.50	50.00
3	6.60	0.70	5.27	12.34	4.86	19.80	0.33	19.00	51.00
*4	10.00	0.00	***	24.68	2.43	20.00	0.33	31.88	55.00

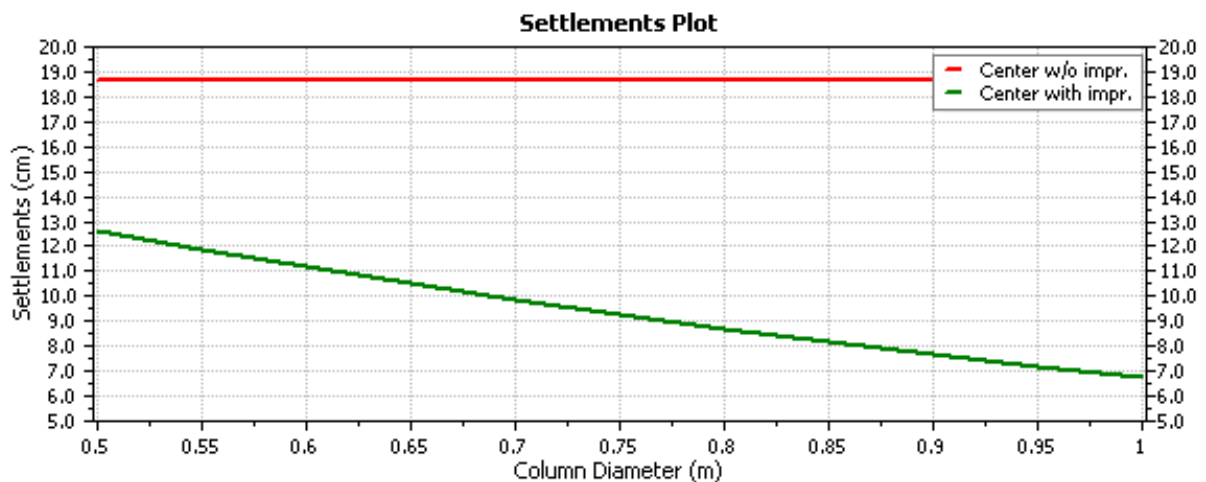
* Current layer has no stone columns

Les diagrammes des contraintes verticales au centre et au coin de la crête, ainsi que les courbes de tassement en fonction de la profondeur, avec et sans traitement, sont présentés dans les figures ci-dessous.

:: Settlements calculation according to DIN 4019 ::



Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de la crête en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



... Tabular results ...

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.80	188.62	35.64	12.34	21.38	2.77	0.69	1.60	0.40
2	4.80	172.63	98.34	4.73	10.96	11.52	2.99	4.97	1.29
3	6.60	157.23	120.98	12.34	21.38	2.40	0.67	1.38	0.39
4	10.00	128.39	154.98	24.68	24.68	1.95	0.61	1.95	0.61
Totals:						18.63	4.97	9.90	2.69

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de la crête diminue de 18,63 cm à 9,90 cm, et celui au coin de la crête passe de 4,97 cm à 2,69 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Nous avons calculé les tassements avec une longueur de 100 m (Footing length) dans logiciel. Partie 1 de Section 4 à une longueur de 800m (41+000 au 41+800 PK EXE), alors nous multiplions le nombre des colonnes ballastées nécessaires par 8.

Nombre de colonne = 670×8

Nombre de colonne = 5360

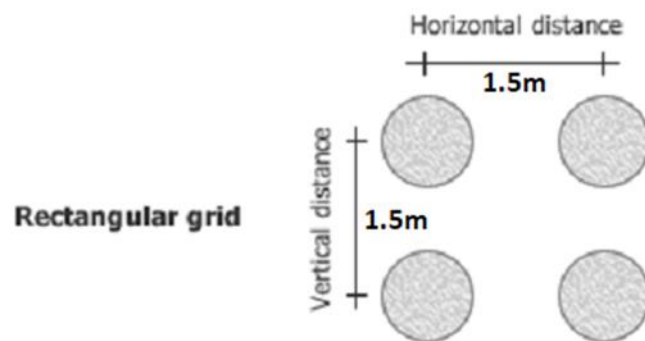


Figure 4.22 : Maillage (Section 4 partie 1 crête).

- **Talus :**

La figure ci dessous représente l'OUTPUT de la partie 1 section 4 talus

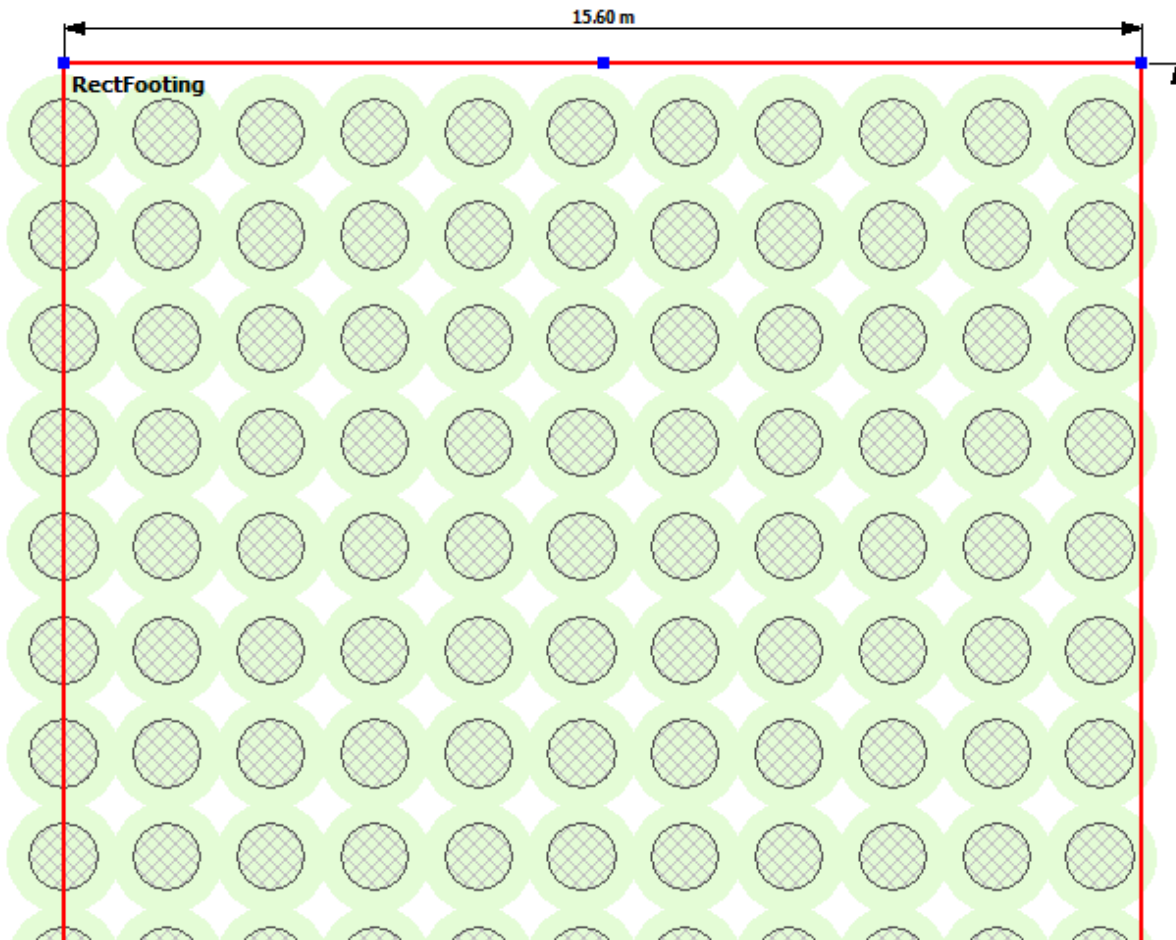


Figure 4.23 : Rectangle footing 4 (Talus).

Footing name: section 4 (partie 1) talus

::: Stone Columns & Foundation properties :::

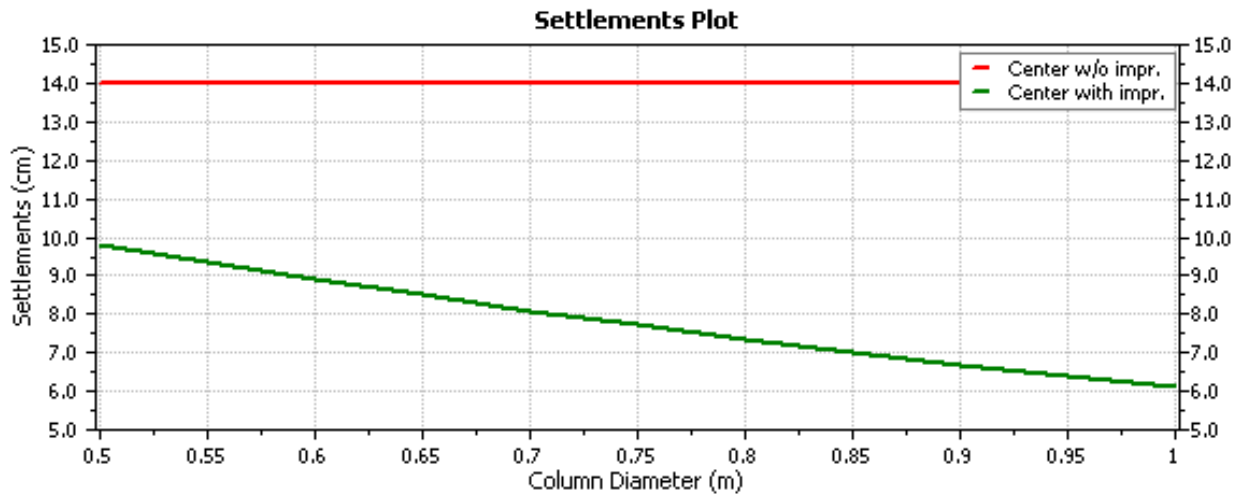
Number of columns:	737	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.50 m	Foundation length:	15.60 m
Vertical distance:	1.50 m	Foundation pressure:	140.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	5.30 m
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.80	0.50	10.78	12.34	4.86	19.80	0.33	19.00	51.00
2	4.80	0.50	10.78	4.73	12.68	20.90	0.33	21.50	50.00
*3	6.60	0.00	***	12.34	4.86	19.80	0.33	19.00	51.00
*4	10.00	0.00	***	24.68	2.43	20.00	0.33	31.88	55.00

* Current layer has no stone columns

Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de talus en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



∴ Tabular results ∴

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.80	139.31	35.64	12.34	16.76	2.04	0.51	1.50	0.38
2	4.80	130.61	98.34	4.73	8.27	8.60	2.21	4.92	1.26
3	6.60	121.34	120.98	12.34	12.34	1.83	0.50	1.83	0.50
4	10.00	102.19	154.98	24.68	24.68	1.53	0.46	1.53	0.46
Totals:						14.00	3.68	9.78	2.60

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de talus diminue de 14 cm à 9,78 cm, et celui au coin de talus passe de 3,68 cm à 2,60 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Nous avons calculé les tassements avec une longueur de 100 m (Footing length) dans logiciel. Partie 1 de Section 4 à une longueur de 800m (41+000 au 41+800 PK EXE), alors nous multiplions le nombre des colonnes ballastées nécessaires par 8.

Les calculs effectués sont pour un seul talus, alors nous multiplions par 2.

Nombre de colonne = $737 \times 8 \times 2$

Nombre de colonne = 11792

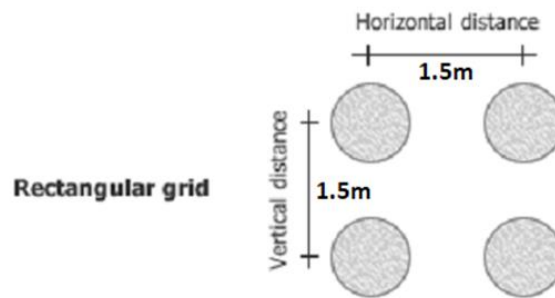


Figure 4.24 : Maillage (Section 4 partie 1 talus).

4.3.3.2 Partie 2 (41+800 au 42+100 PK EXE)

La figure 4.25 montre la coupe lithologique de partie 2 section 4

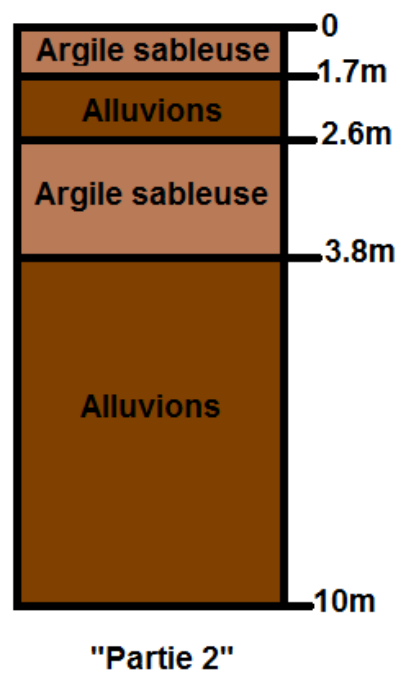


Figure 4.25 : Schéma partie 2 (Section 4).

Chapitre 4 : Renforcement du sol par colonnes ballastées

- Crête :

Footing name: Section 4 (partie 2) crete

::: Stone Columns & Foundation properties :::

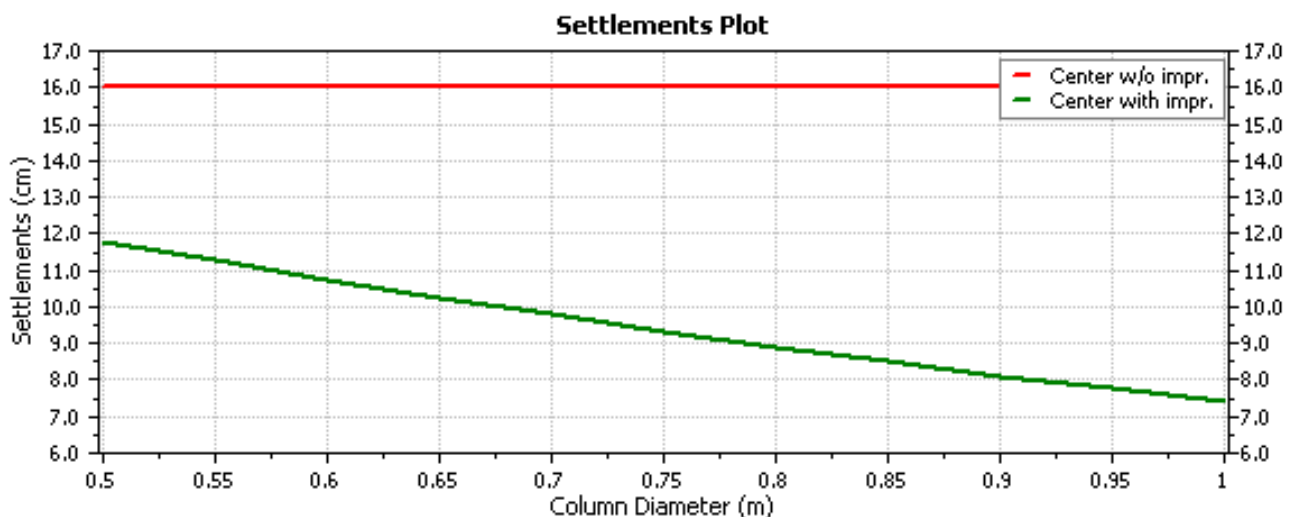
Number of columns:	670	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.50 m	Foundation length:	13.60 m
Vertical distance:	1.50 m	Foundation pressure:	190.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	6.35 m
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.70	0.70	5.27	4.73	12.68	20.90	0.33	21.50	50.00
2	2.60	0.70	5.27	24.68	2.43	20.00	0.33	31.88	55.00
3	3.80	0.70	5.27	4.73	12.68	20.90	0.33	21.50	50.00
*4	10.00	0.00	***	24.68	2.43	20.00	0.33	31.88	55.00

* Current layer has no stone columns

Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de la crête en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



:: Tabular results ::

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.70	188.83	35.53	4.73	9.52	6.82	1.71	3.39	0.85
2	2.60	186.17	53.53	24.68	31.38	0.68	0.17	0.54	0.14
3	3.80	179.86	78.61	4.73	10.95	4.64	1.20	2.00	0.52
4	10.00	128.39	166.11	24.68	24.68	3.86	1.14	3.86	1.14
Totals:						15.99	4.21	9.79	2.64

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de la crête diminue de 15,99 cm à 9,79 cm, et celui au coin de la crête passe de 4,21 cm à 2,64 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Nous avons calculé les tassements avec une longueur de 100 m (Footing length) dans logiciel. Partie 2 de Section 4 à une longueur de 300m (41+800 au 42+100 PK EXE), alors nous multiplions le nombre des colonnes ballastées nécessaires par 3.

Nombre de colonne = 670×3

Nombre de colonne = 2010

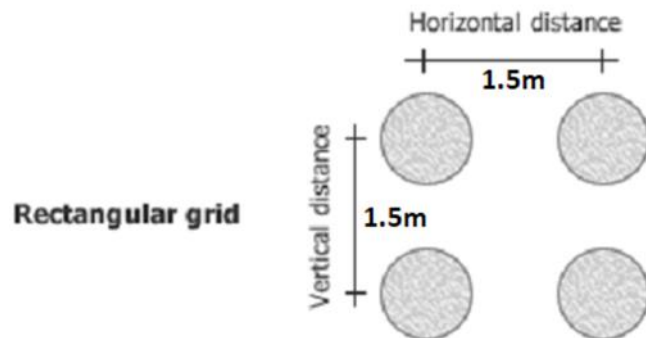


Figure 4.26 : Maillage (Section 4 partie 2 crête).

• **Talus :**

Footing name: Section 4 (partie 2) talus

:: Stone Columns & Foundation properties ::

Number of columns:	737	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	100.00 m
Horizontal distance:	1.50 m	Foundation length:	15.60 m
Vertical distance:	1.50 m	Foundation pressure:	140.00 kPa
Friction angle of columns:	38.00	Ground water table:	6.35 m
Constrained modulus of columns:	60.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		

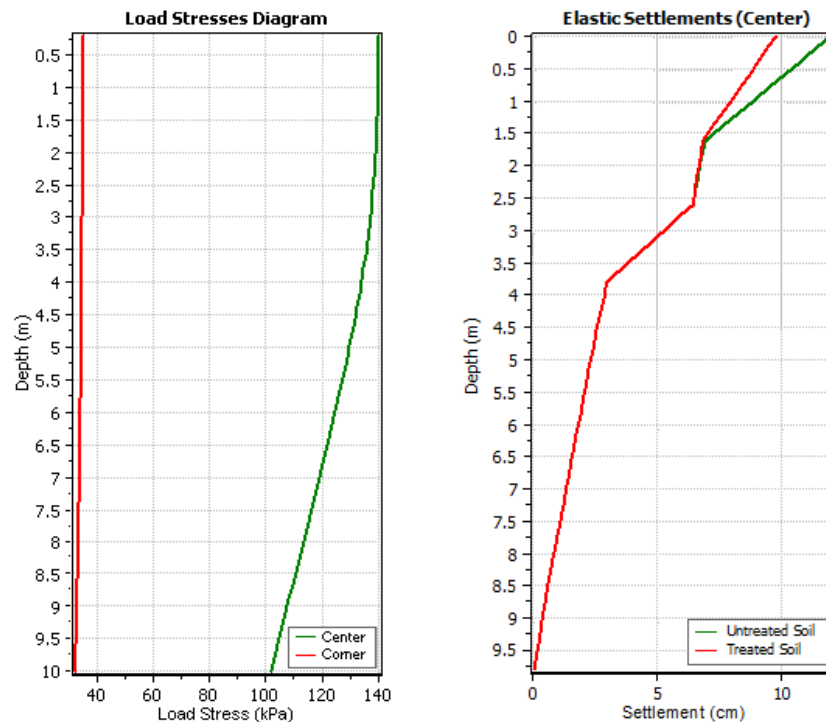
::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	1.70	0.60	7.49	4.73	12.68	20.90	0.33	21.50	50.00
2	2.60	0.60	7.49	24.68	2.43	20.00	0.33	31.88	55.00
*3	3.80	0.00	***	4.73	12.68	20.90	0.33	21.50	50.00
*4	10.00	0.00	***	24.68	2.43	20.00	0.33	31.88	55.00

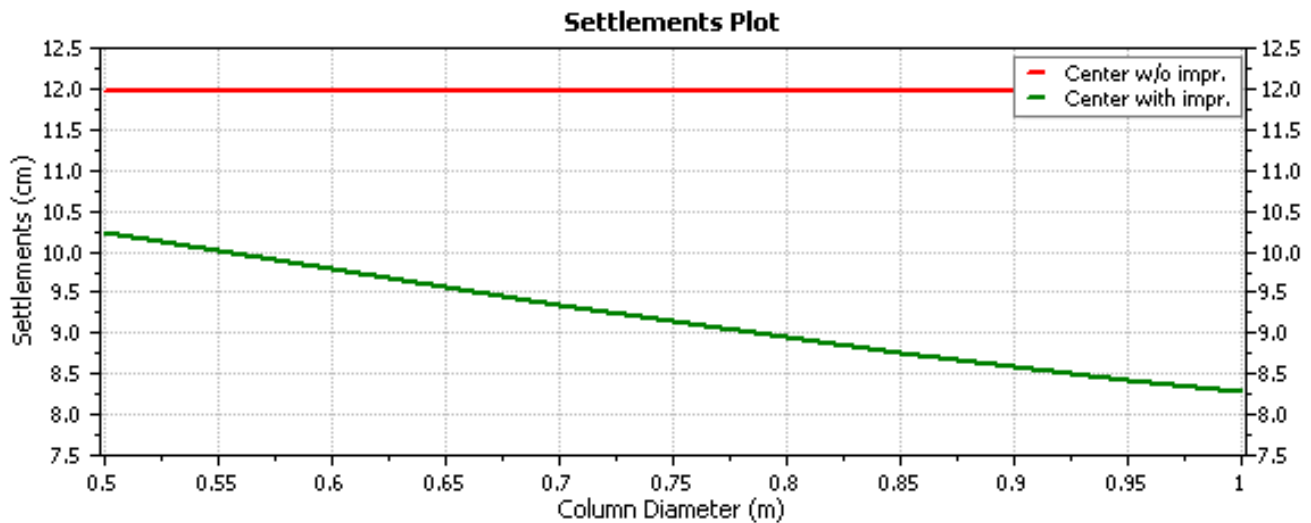
* Current layer has no stone columns

Les diagrammes des contraintes verticales au centre et au coin de talus, ainsi que les courbes de tassement en fonction de la profondeur, avec et sans traitement, sont présentés dans les figures ci-dessous.

::: Settlements calculation according to DIN 4019 :::



Le graph donnant l'évolution de la valeur du tassement au niveau du centre de talus en fonction du diamètre de la colonne est représenté dans la figure ci-dessous.



... Tabular results ...

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	1.70	139.42	35.53	4.73	8.13	5.03	1.26	2.92	0.73
2	2.60	138.06	53.53	24.68	29.39	0.51	0.13	0.42	0.11
3	3.80	134.68	78.61	4.73	4.73	3.46	0.88	3.46	0.88
4	10.00	102.19	166.11	24.68	24.68	2.98	0.85	2.98	0.85
Totals:						11.97	3.12	9.79	2.57

Le tableau des résultats indique que le tassement au centre de talus diminue de 11,97 cm à 9,79 cm, et celui au coin de talus passe de 3,12 cm à 2,57 cm, suite au renforcement par colonnes ballastées.

Ces deux valeurs de tassement après traitement (Settlement with treatment) sont inférieures au seuil critique de 10 cm, ce qui valide l'efficacité du renforcement.

Nous avons calculé les tassements avec une longueur de 100 m (Footing length) dans logiciel. Partie 2 de Section 4 à une longueur de 300m (41+800 au 42+100 PK EXE), alors nous multiplions le nombre des colonnes ballastées nécessaires par 3.

Les calculs effectués sont pour un seul talus, alors nous multiplions par 2.

Nombre de colonne = $737 \times 3 \times 2$

Nombre de colonne = 4422

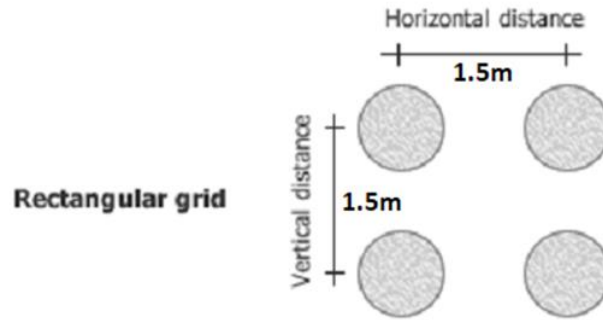


Figure 4.27 : Maillage (Section 4 partie 2 talus).

4.4 Conclusion

Le tableau 4.1 représente les résultats de dimensionnement des colonnes ballastées.

Tableau 4.1 : Résultat de dimensionnement des colonnes ballastées.

Les sections		Profondeur (m)	Diamètre de colonne (m)	Distance horizontale et verticale entre les colonnes (m)	Longueur de la section (m)	Nombre de colonnes
Section 1	Crête	12	0,8	1,2	300	3024
	Talus	12	0,8	1,4		5184
Section 2	Partie 1	Crête	0,6	1,5	250	1675
	Talus	10	0,5	2		2040
Section 4	Partie 1	Crête	0,7	1,5	800	5360
		Talus	0,5	1,5		11792
	Partie 2	Crête	0,7	1,5	300	2010
		Talus	0,6	1,5		4422

Ce chapitre a permis de développer une approche de modélisation numérique du renforcement des sols par colonnes ballastées, en s'appuyant sur les principes de la mécanique des sols et les méthodes de calcul. À travers la mise en place d'un modèle représentatif, nous avons pu simuler le comportement du sol renforcé sous différentes conditions de chargement et évaluer l'efficacité du système de colonnes ballastées en termes de réduction des tassements et d'amélioration de la capacité portante pour les quatre sections d'études.

Les résultats obtenus ont mis en évidence l'influence de plusieurs paramètres géotechniques et géométriques, tels que le diamètre des colonnes, leur espacement, ainsi que le schéma de disposition adopté. L'analyse a également confirmé la pertinence de cette technique pour les sols compressibles, en montrant une amélioration significative des performances mécaniques globales du massif renforcé.

Chapitre 5 :

« Renforcement du sol par
inclusions rigides »

Chapitre 5 : Renforcement de sol par les inclusions rigides

5.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation du comportement du sol renforcé par inclusions rigides à l'aide du logiciel AlgoCiv.

L'objectif est de proposer une solution de renforcement adaptée à chacune des quatre sections étudiées, en simulant le comportement du sol en présence des inclusions rigides et en évaluant leur efficacité en termes de réduction des tassements.

5.2 Aperçu sur le logiciel AlgoCiv

AlgoCiv est un logiciel de calcul géotechnique développé en Algérie, principalement utilisé dans les domaines de l'ingénierie civile et géotechnique. Il est particulièrement apprécié dans les bureaux d'études et par les ingénieurs pour son adaptation aux normes algériennes et sa convivialité (voir Figure 5.2).

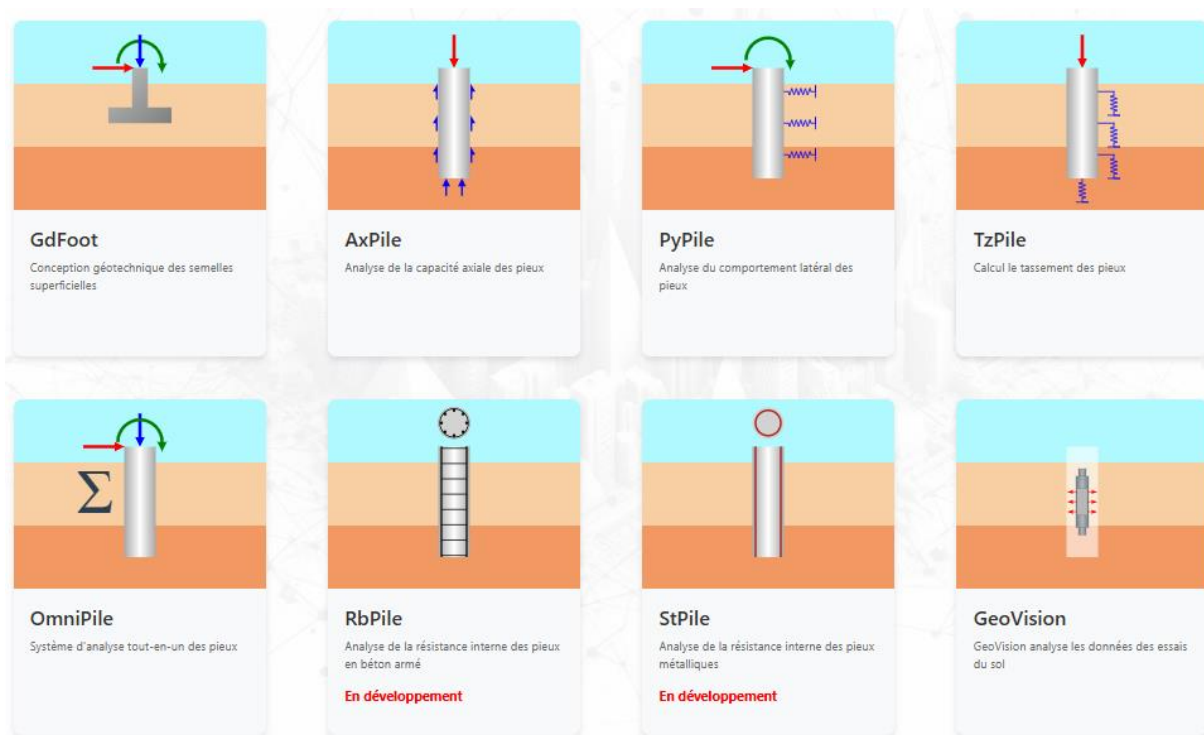


Figure 5.1 : Offre des produits d'AlgoCiv.

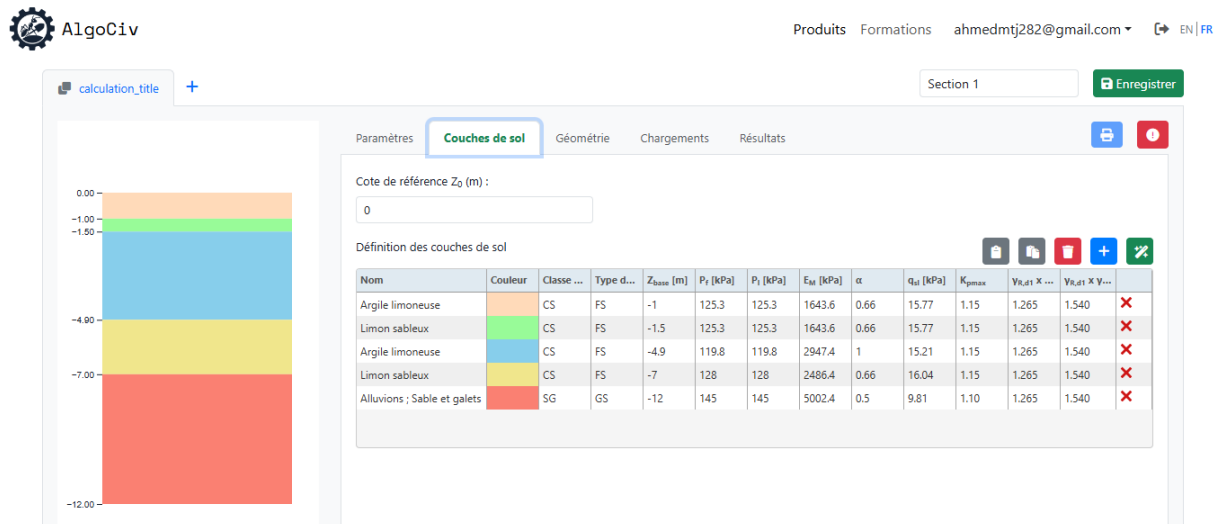


Figure 5.2 : Fenêtre (caractéristiques des couches) de l'AlgoCiv.

Le logiciel propose plusieurs modules (Voir Figure 5.1) qui concernent principalement :

- La conception géotechnique des semelles superficielles.
- Analyse de la capacité axiale des pieux.
- Analyse du comportement latéral des pieux.
- Calcul le tassement des pieux.
- Analyse de la résistance interne des pieux en béton armé.
- Analyse de la résistance interne des pieux métalliques.
- Analyse les données des essais du sol.

5.3 Méthode et résultats des calculs

Frottement latéral unitaire limite :

Le frottement latéral unitaire limite q_s est la contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée au contact du fût et du sol lorsqu'il y a un déplacement de l'un par rapport à l'autre. [10]

Lorsque seuls des résultats d'essai en laboratoire sont utilisés pour calculer la résistance limite des fondations profondes et pour des sols purement cohérents, la formule suivante donne une estimation du frottement latéral unitaire limite :

$$q_s = \beta \times C_u \quad [10]$$

Les valeurs de β sont données dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 : Valeurs maximales du coefficient β (d'après le DTU 13.2). [10]

Type de pieux	Nature du fût	β
Puits et pieux forés de gros diamètre ⁽¹⁾	Fût en béton	0,6
Pieux forés	Fût en béton	0,7
	Fût métal	0,5
Pieux battus	Fût en béton	0,7
	Fût métal	0,5
Pieux injectés	Faible pression	1,0
	Forte pression	1,5

Type de pieux : pieux forés $\Rightarrow$ **Nature de fût** : fût en béton $\Rightarrow \beta = 0,7$

5.3.1 Section 1 (33+400 au 33+700 PK EXE)

Le tableau ci-dessous montre les résultats de calculs de cohésion non drainée C_u et le frottement latéral unitaire limite q_s

Tableau 5.2 : Résultat de calcul C_u et q_s (1)

Prof (m)	Couche	β	C_u (kPa)	q_s (kPa)
0-1	Argile limoneuse	0,7	3,6	2,52
1-1,5	Limon sableux	0,7	80	56
1,5-4,9	Argile limoneuse	0,7	3,6	2,52
4,9-7	Limon sableux	0,7	11,7	8,19
7-12	Alluvions Sable et galets	0,7	90	63

- **Partie crête :**

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 1 sont : un diamètre de 0.2m, une longueur de 12m et un espacement de 1.4m suivant X et 1.7m suivant Y.

Tableau 5.3 :Module de Young du pieu.

Sollicitations	Module de Young du pieu E_{pieu} (kPa)
Statiques	10^7
Sismiques	30^7

Nom	Couleur	Z _{base} [m]	Type de...	q _{s1} [kPa]	E _M [kPa]	D [m]	k _{t1} [kPa/m]	q _{s1} [kPa]	k _{s2} [kPa/m]	q _{s2} [kPa]	E _{pieu} (kPa)
Argile limoneuse		-1	FS	2.52	1643.6	0.2	1.64e+4	1.26	3287.2	2.52	1.00e+7
Limon sableux		-1.5	FS	56	1643.6	0.2	1.64e+4	28	3287.2	56	1.00e+7
Argile limoneuse 2		-4.9	FS	2.52	2947.4	0.2	2.95e+4	1.26	5894.8	2.52	1.00e+7
Limon sableux 2		-7	FS	8.19	2486.4	0.2	2.49e+4	4.1	4972.8	8.19	1.00e+7
Alluvions ; sable et galets		-12	GS	63	5002.4	0.2	5002.4	31.5	1000.48	63	1.00e+7

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
6.88e+4	72.5	1.38e+4	145

Figure 5.3 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 1 crête).

Type de sol : FS (Sols fins), GS (Sol granulaires)

q_{sl} : Frottement latéral unitaire limite (kPa)

E_M : Module pressiométrique (kPa)

D : Diamètre du pieu (m)

k_{t1} : Coefficient de réaction tangentielle axial au 1^{er} palier (kPa/m) (calculé automatiquement par logiciel)

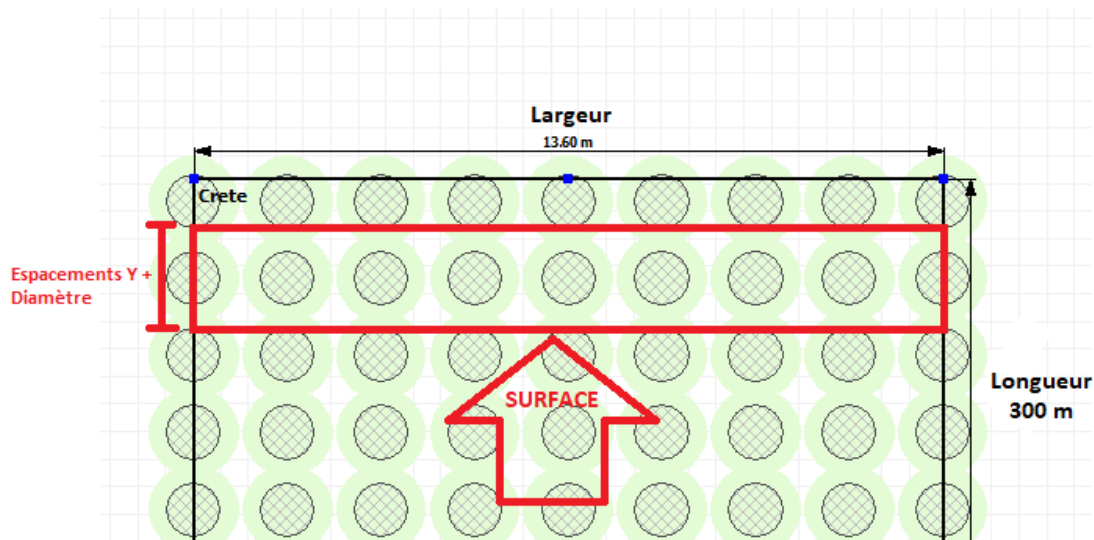
q_{s1} : Frottement axial maximal au 1^{er} palier (kPa)(calculé automatiquement par logiciel)

k_{t2} : Coefficient de réaction tangentielle axial au 2^{eme} palier (kPa/m)(calculé automatiquement par logiciel)

q_{s2} : Frottement axial maximal au 2^{eme} palier (kPa)(calculé automatiquement par logiciel)

E_{pieu} : Module de Young du pieu (kPa)

Le schéma ci-dessous montre comment on a calculez la surface :



Calcul la surface S et l'effort normal N :

Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = \text{Largeur} \times (\text{Espacement } Y \times 2 + \text{diamètre de colonne})$$

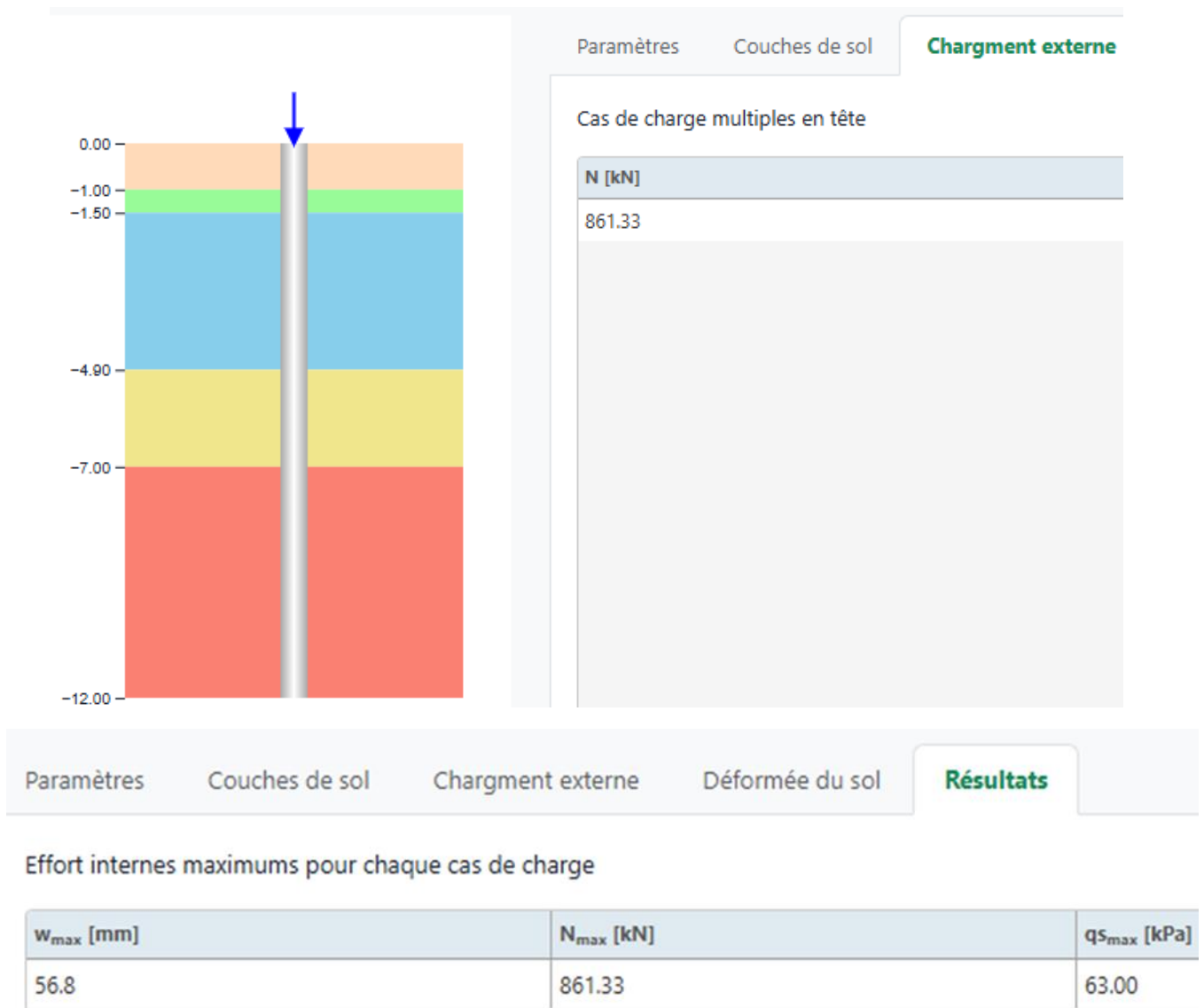
$$S = 13,6 \times (1,4 \times 2 + 0,2) = 40,8 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{tot}} = \text{Surface} \times \text{Surcharge} = 40,8 \times 190 = 7752 \text{ KN}$$

$$F_{\text{pieux}} = F_{\text{tot}} / (\text{nombre de pieux dans la surface}) = 7752 / 9$$

$$F_{\text{pieux}} = 861.33 \text{ KN}$$

$$\text{Effort normal (N)} \Rightarrow N = 861.33 \text{ KN}$$



$W_{\max}$: Tassement total (mm)

$N_{\max}$: Effort normal maximal (KN)

$q_{s_{\max}}$: Frottement pieu / sol maximal (kPa)

Les résultats indiquent un tassement total ($W_{\max}$) de 5,68 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

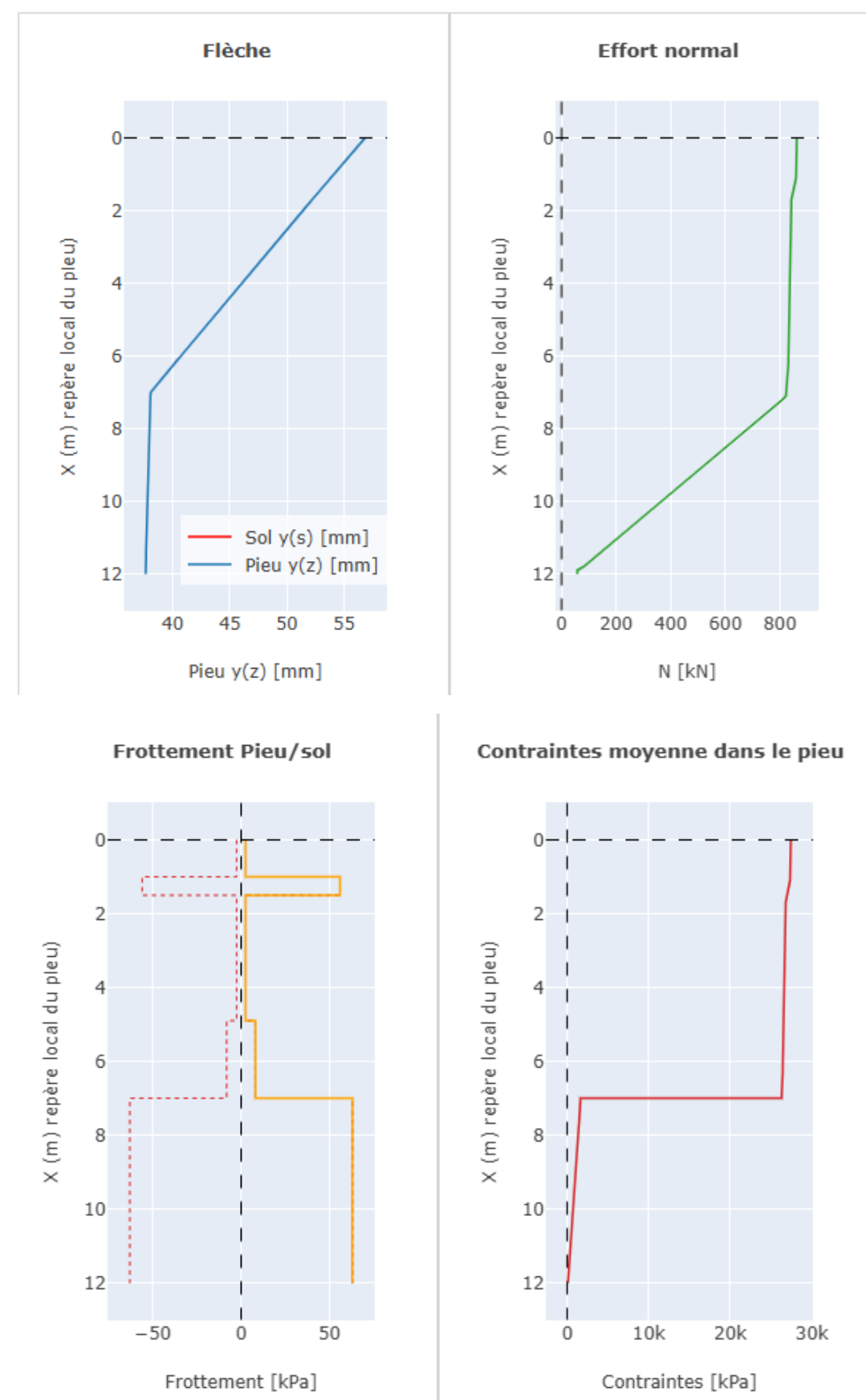


Figure 5.4 : Résultats de section 1 crête.

Synthèse :

Un tassement total de 5.68cm a été obtenu. Cependant cette valeur de tassement est largement inférieure à 10cm se qui nous a amené à chercher une solution plus optimale en augmentant l'espacement. Un tassement total de 8.92cm a été trouvé en adoptant les dimensions suivantes : un diamètre de 0.2m, une longueur de 12m et un espacement de 1.4m suivant X et 2.2m suivant Y. Ces paramètres seront retenus sous la crête pour la section 1.

Nombre de pieux nécessaire : 1233 mini-pieux

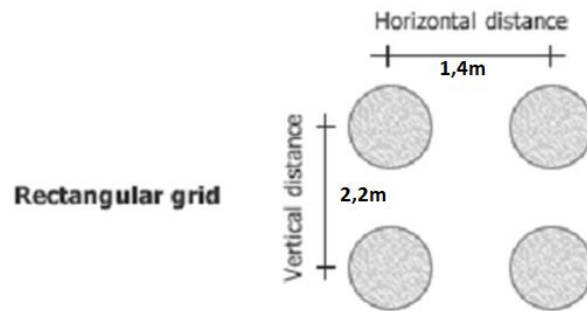


Figure 5.5 : Maillage retenu (partie crête/Section 1).

- **Partie talus :**

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 1 sont : un diamètre de 0.2m, une longueur de 12m et un espacement de 1.8m suivant X et 1.6m suivant Y.

Paramètres	Couches de sol	Chargement externe	Déformée du sol	Résultats
Talus				
Contexte de calcul				
Loi de comportement T-Z :		Type de sollicitations :		
A partir des résultats préssiométriques ▼		Sollicitations statiques ▼		

Chapitre 5 : Renforcement du sol par inclusions rigides

Paramètres
Couches de sol
Chargement externe
Déformée du sol
Résultats

Cote de référence Z_0 (m) : 0
Longueur du pieu (m) : 12
Angle d'inclinaison du pieu (°) : 0
Type de section du pieu : Circulaire

Définition des couches de sol

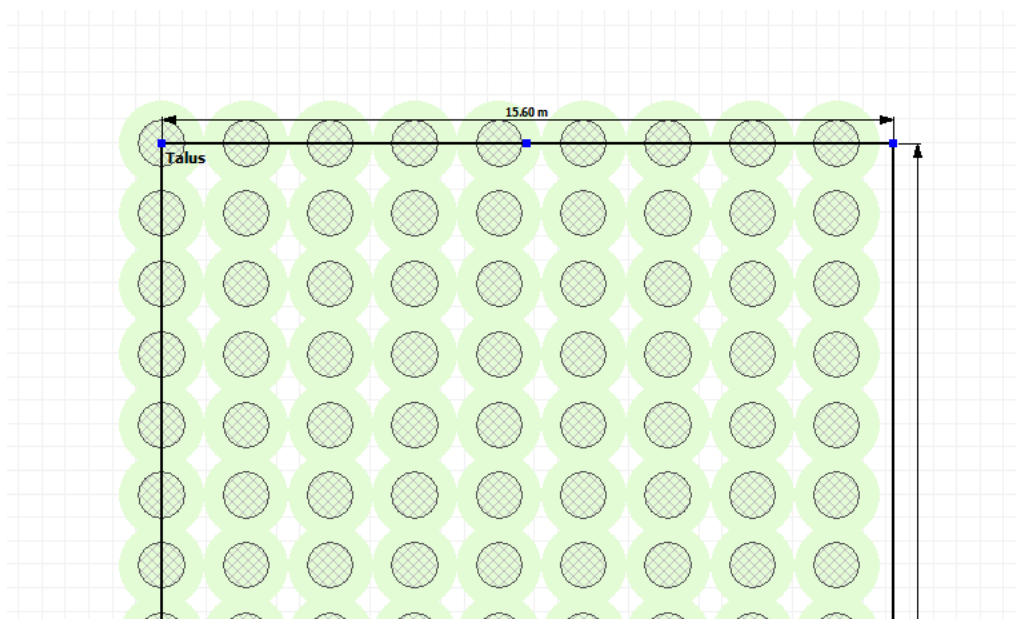
Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{t1} [kPa...]	q_{s1} [kPa]	k_{t2} [kPa...]	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Argile limoneuse		-1	FS	2.52	1643.6	0.2	1.64e+4	1.26	3287.2	2.52	1.00e+7
Limon sableux		-1.5	FS	56	1643.6	0.2	1.64e+4	28	3287.2	56	1.00e+7
Argile limoneuse 2		-4.9	FS	2.52	2947.4	0.2	2.95e+4	1.26	5894.8	2.52	1.00e+7
Limon sableux 2		-7	FS	8.19	2486.4	0.2	2.49e+4	4.1	4972.8	8.19	1.00e+7
Alluvions ; sable et galets		-12	GS	63	5002.4	0.2	5002.4	31.5	1000.48	63	1.00e+7

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
3.00e+4	72.5	6002.88	145

Figure 5.6 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 1 talus).

On calcul la surface la même façon que partie crête.



Calcul la surface S et l'effort normal N :

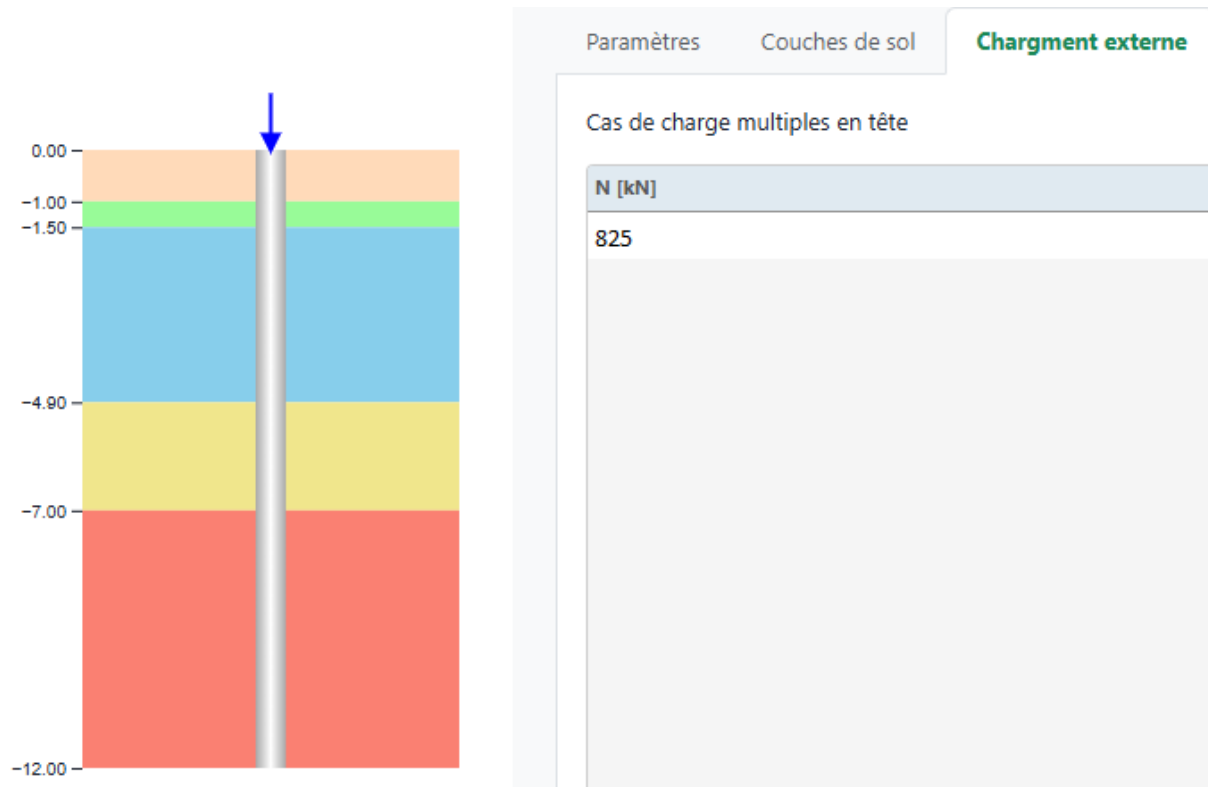
Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = 15,6 \times (1,6 \times 2 + 0,2) = 53,04 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{tot}} = 53,04 \times 140 \Rightarrow F_{\text{tot}} = 7425,6 \text{ KN}$$

$$F_{\text{pieux}} = 7425,6 / 9 \Rightarrow F_{\text{pieux}} = 825 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 825 \text{ KN}$$



Paramètres	Couches de sol	Chargement externe	Déformée du sol	Résultats
Effort internes maximums pour chaque cas de charge				
w_{max} [mm]	N_{max} [kN]	$q_{s_{\text{max}}}$ [kPa]		
32.3	808.08	56.00		

Les résultats indiquent un tassement total (w_{max}) de 3,23 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

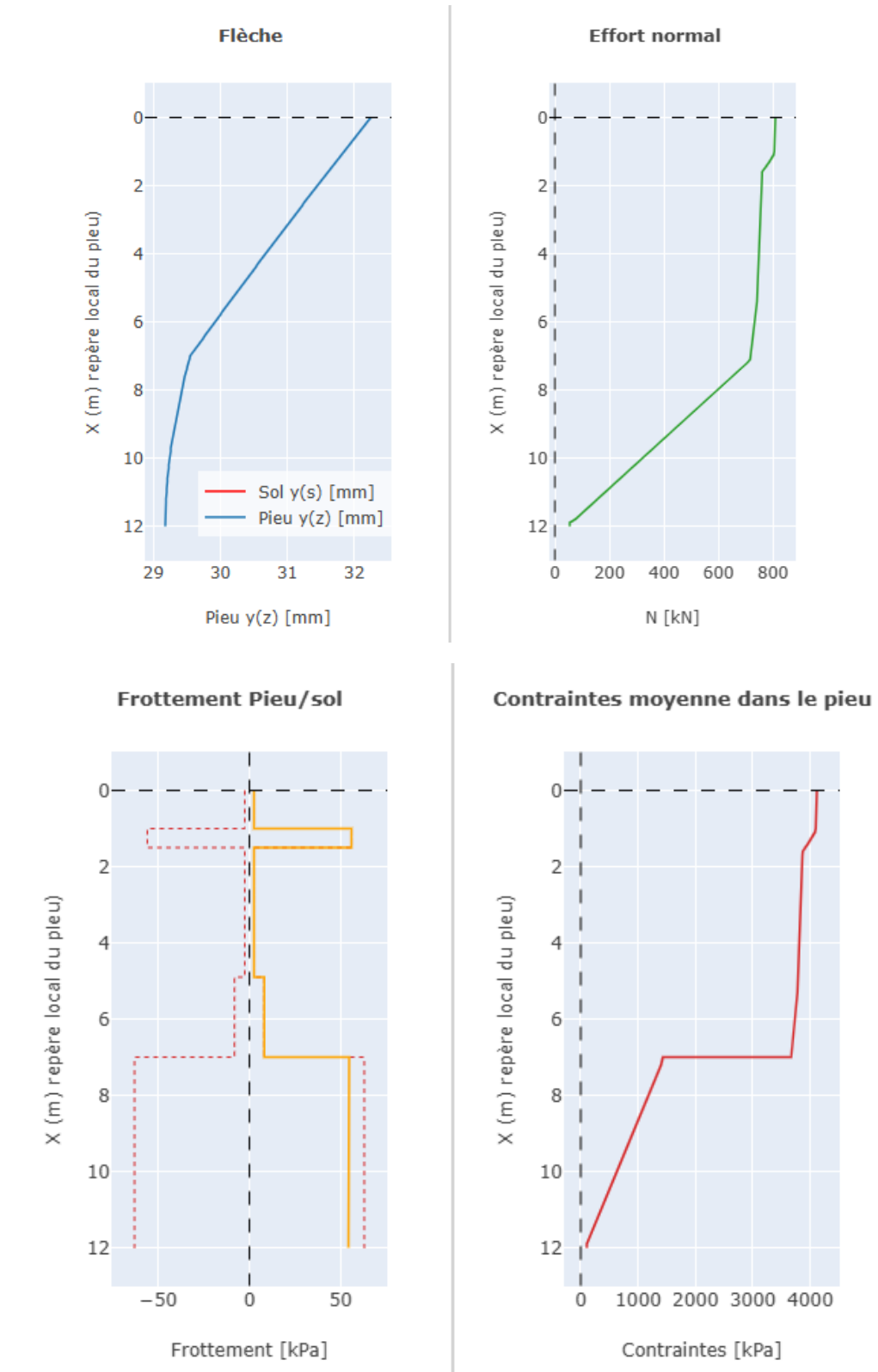


Figure 5.7 : Résultats de section 1 talus.

Synthèse :

Un tassement total de 3,23cm a été obtenu. Cependant cette valeur de tassement est largement inférieure à 10cm se qui nous a amené à chercher une solution plus optimale en augmentant l'espacement. Un tassement total de 9,1cm a été trouvé en adoptant les dimensions suivantes : un diamètre de 0.2m, une longueur de 12m et un espacement de 1.8m suivant X et 4,5m suivant Y. Ces paramètres seront retenus sous le talus pour la section 1.

Nombre de pieux nécessaire : 1206 mini-pieux

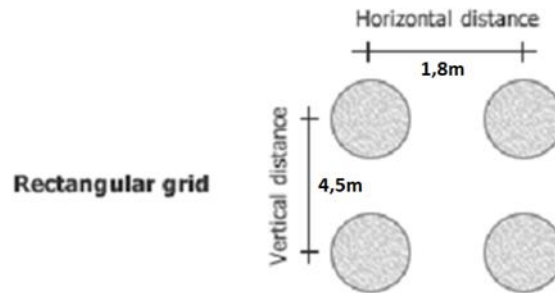


Figure 5.8 : Maillage retenu (partie talus/Section 1).

5.3.2 Section 2 (34+300 au 34+700 PK EXE)

5.3.2.1Partie 1(34+300 au 34+550 PK EXE)

Tableau 5.4 : Résultat de calcul C_u et q_s (2)

Couche	β	C_u (KPa)	q_s (KPa)
Galets fragmentés	0,7	50	35
Sable fin avec grès	0,7	117,2	82,04

- **Crête :**

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 2 partie 1 sont : un diamètre de 0.6m, une longueur de 10m et un espacement de 1.5m suivant X et 1.5m suivant Y.

Paramètres Couches de sol Chargement externe Déformée du sol Résultats

Crete

Contexte de calcul

Loi de comportement T-Z : A partir des résultats préssiométriques

Type de sollicitations : Sollicitations statiques

Paramètres Couches de sol Chargement externe Déformée du sol Résultats

Cote de référence Z_0 (m) : 0

Longueur du pieu (m) : 10

Angle d'inclinaison du pieu (°) : 0

Type de section du pieu : Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{t1} [kPa...	q_{s1} [kPa]	k_{t2} [kPa...	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Galets		-1	GS	35	1870.9	0.6	2494.53	17.5	498.91	35	1.00e+7
Sable fin avec grès		-10	GS	82.04	2590.1	0.6	3453.47	41.02	690.69	82.04	1.00e+7

Figure 5.9 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 2 partie 2 crête).

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
2.07e+4	78.1	4144.16	156.2

Calcul la surface S et l'effort normal N :

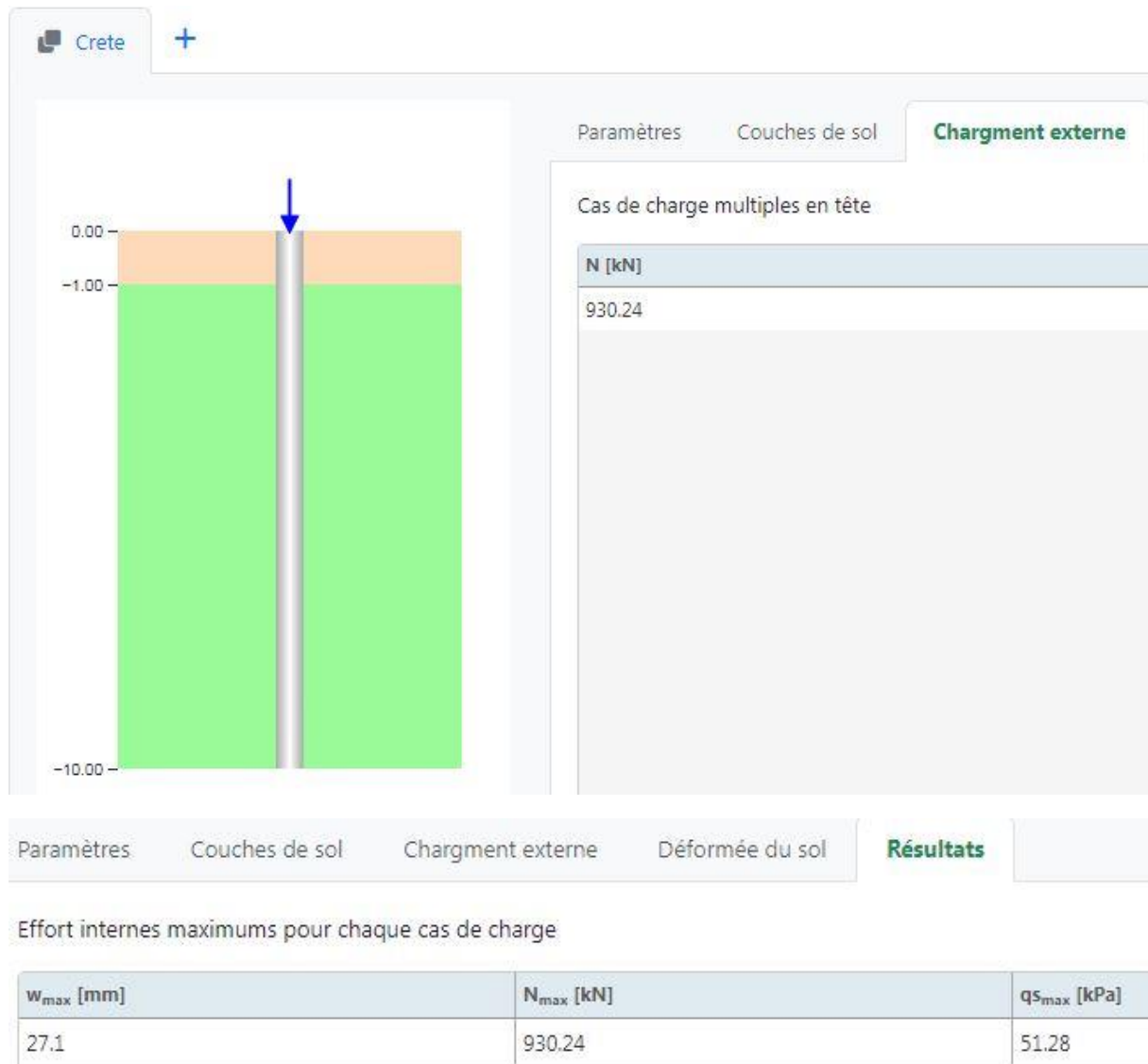
Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = 48,96 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{tot}} = 9302,4 \text{ KN}$$

$$F_{\text{pieux}} = 930,24 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 930,24 \text{ KN}$$



Les résultats indiquent un tassement total ($w_{\max}$) de 2,71 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

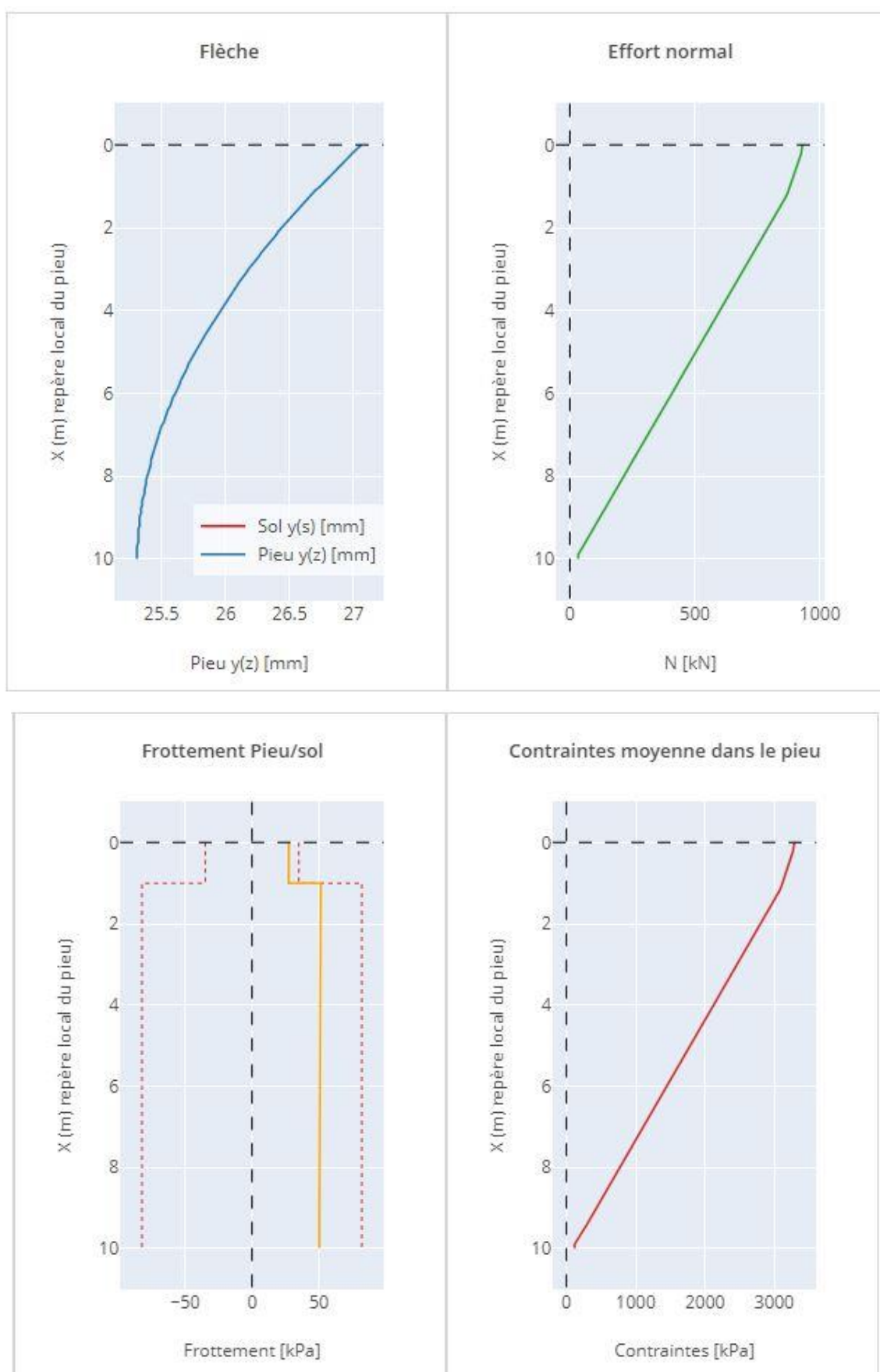


Figure 5.10 : Résultats de section 2 partie 2 crête.

Synthèse :

Un tassement total de 2,7cm a été obtenu. Cependant cette valeur de tassement est largement inférieur à 10cm se qui nous a amené à chercher une solution plus optimale en augmentant l'espacement. Un tassement total de 9cm a été trouvé en adoptant les dimensions suivantes : un diamètre de 0.6m, une longueur de 10m et un espacement de 1.5m suivant X et 5m suivant Y. Ces paramètres seront retenus sous la crête pour la section 2.

Nombre de pieux nécessaire : 510 pieux

• Talus :

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 2 partie 1 sont : un diamètre de 0.5m, une longueur de 10m et un espacement de 2m suivant X et 2m suivant Y.

Paramètres
Couches de sol
Chargement externe
Déformée du sol
Résultats

Talus

Contexte de calcul

Loi de comportement T-Z :
Type de sollicitations :

A partir des résultats préssiométriques
Sollicitations statiques

Paramètres
Couches de sol
Chargement externe
Déformée du sol
Résultats

Cote de référence Z_0 (m) :
Longueur du pieu (m) :
Angle d'inclinaison du pieu (°) :
Type de section du pieu :

0
10
0
Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{t1} [kPa...	q_{s1} [kPa]	k_{t2} [kPa...	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Galets		-1	FS	35	1870.9	0.5	7483.6	17.5	1496.72	35	1.00e+7
Sable fin avec grés		-10	GS	82.04	2590.1	0.5	4144.16	41.02	828.83	82.04	1.00e+7

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
2.49e+4	78.1	4972.99	156.2

Figure 5.11 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 2 partie 2 talus).

Calcul la surface S et l'effort normal N :

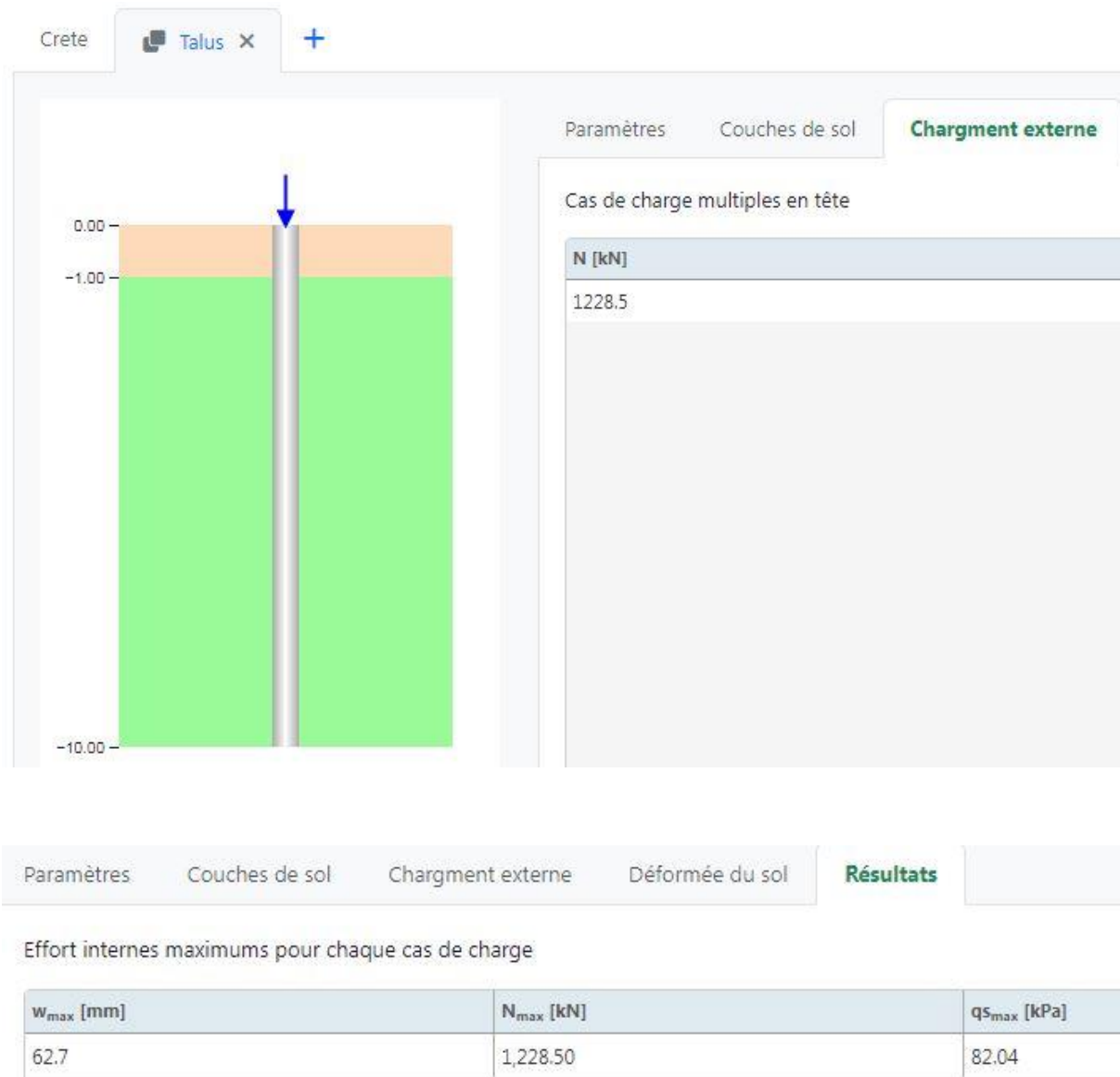
Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = 70,2 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{tot}} = 9828 \text{ KN}$$

$$F_{\text{pieux}} = 1228,5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 1228,5 \text{ KN}$$



Les résultats indiquent un tassement total (W_{max}) de 6,27 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Chapitre 5 : Renforcement du sol par inclusions rigides

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

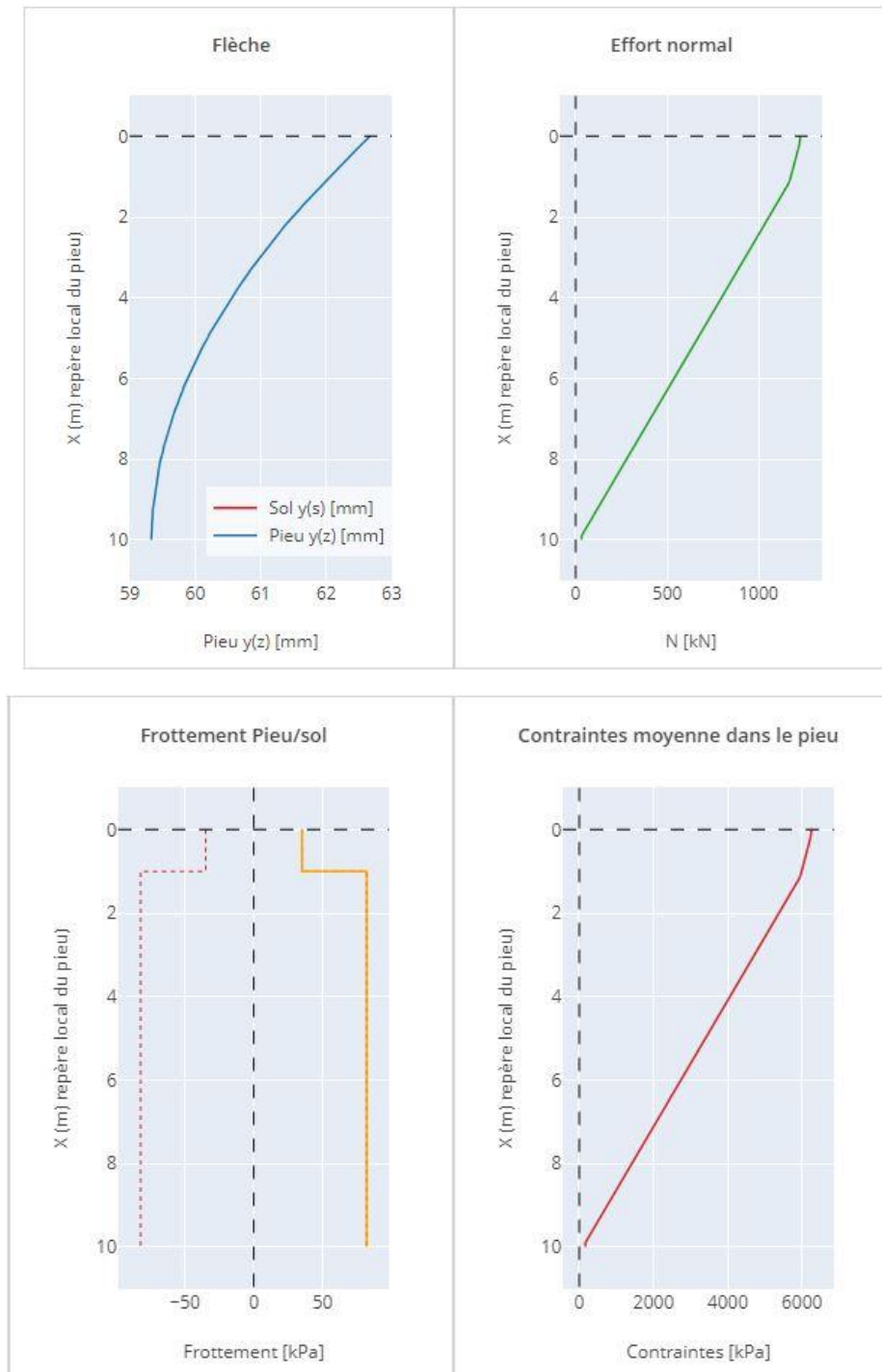


Figure 5.12 : Résultats de section 2 partie 2 talus.

Synthèse :

Un tassement total de 6,2cm a été obtenu. Cependant cette valeur de tassement est largement inférieur à 10cm se qui nous a amené à chercher une solution plus optimale en augmentant l'espacement. Un tassement total de 9cm a été trouvé en adoptant les dimensions suivantes : un diamètre de 0.5m, une longueur de 10m et un espacement de 2m suivant X et 2,75m suivant Y. Ces paramètres seront retenus sous le talus pour la section 2.

728 pieux pour chaque partie talus.

Nombre de pieux nécessaire : 1456pieux

5.3.3 Section 3 (37+300 au 38+100 PK EXE)

Tableau 5.5 : Résultat de calcul C_u et q_s (3)

Couche	β	C_u (KPa)	q_s (KPa)
Argile sableuse	0,7	128,5	90
Sable fin	0,7	100	70
Sable moyen caillouteux	0,7	85,7	60

- Partie crête :**

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 3 sont : un diamètre de 0.5m, une longueur de 10m et un espacement de 1.75m suivant X et 1.75m suivant Y.

Paramètres

Couches de sol

Chargement externe

Déformée du sol

Résultats

Cote de référence Z_0 (m) :

Longueur du pieu (m) :

Angle d'inclinaison du pieu (°) :

Type de section du pieu :

0

10

0

Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{t1} [kPa...	q_{s1} [kPa]	k_{t2} [kPa...	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Argile Sableuse		-5.5	FS	90	660	0.5	2640	45	528	90	1.00e+7
Sable fin		-7.5	GS	70	170	0.5	272	35	54.4	70	1.00e+7
Sable moyen caillouteux		-10	GS	60	166.6	0.5	266.56	30	53.31	60	1.00e+7

Définition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
1599.36	19	319.87	38

Figure 5.13 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 3 crête).

Calcul la surface S et l'effort normal N :

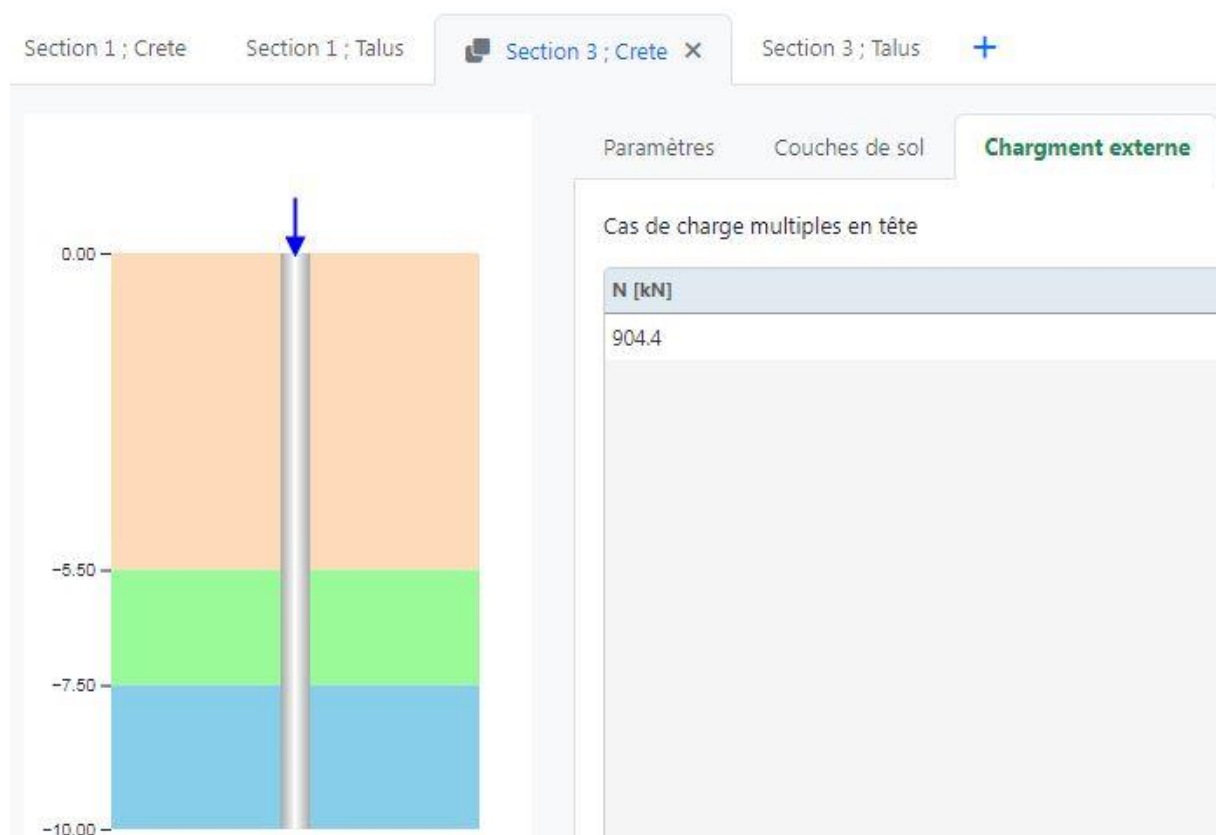
Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = 47,6 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{tot}} = 9044 \text{ KN}$$

$$F_{\text{pieux}} = 904,4 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 904,4 \text{ KN}$$

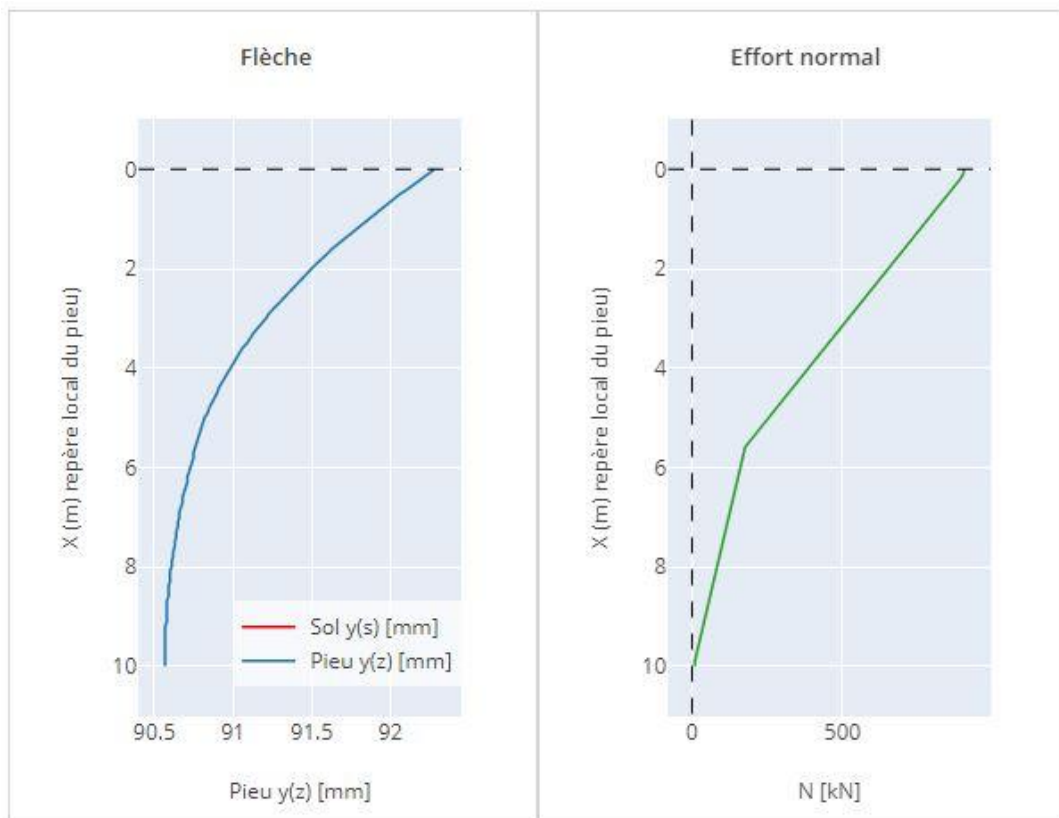


Paramètres	Couches de sol	Chargement externe	Déformée du sol	Résultats
Effort internes maximums pour chaque cas de charge				
w_{max} [mm]	N_{max} [kN]	$q_{s_{\text{max}}}$ [kPa]		
92.3	904.40	84.73		

Les résultats indiquent un tassement total (W_{max}) de 5,68 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Nombre de pieux nécessaire : 3664pieux

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.



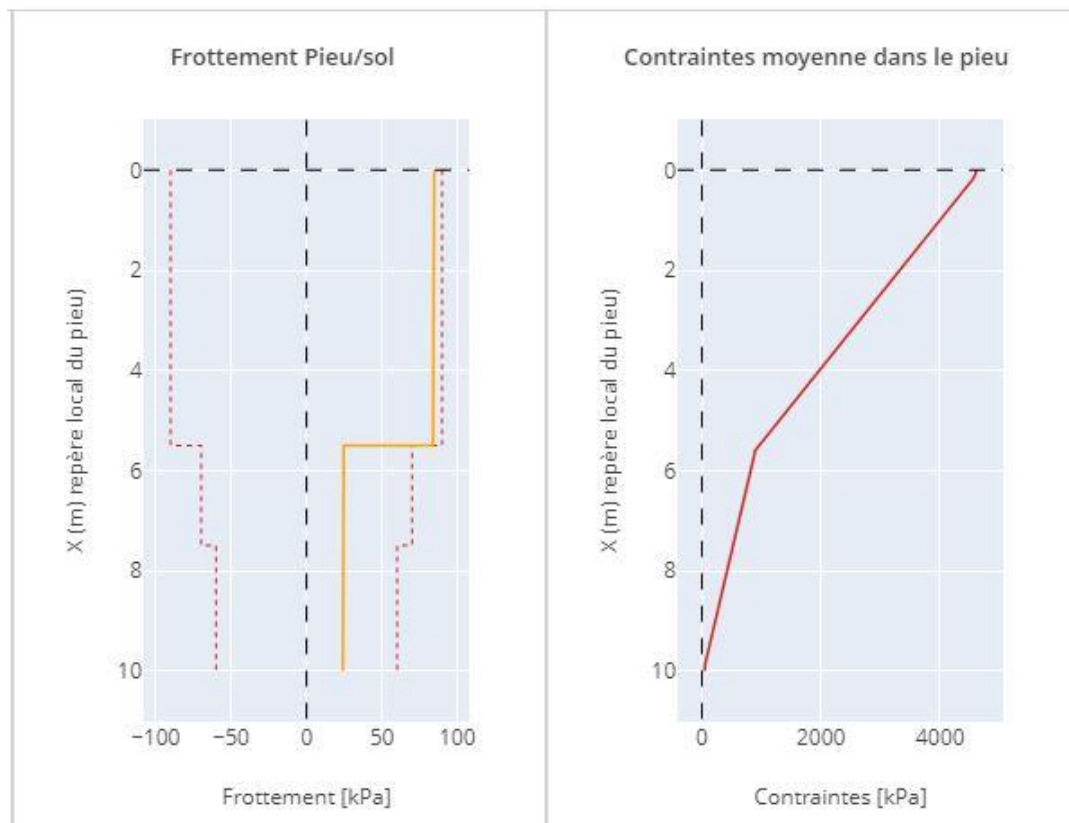


Figure 5.14 : Résultats de section 3 crête.

- Partie talus :

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 3 sont : un diamètre de 0.6m, une longueur de 10m et un espacement de 1.75m suivant X et 1.75m suivant Y.

Paramètres **Couches de sol** Chargement externe Déformée du sol Résultats

Cote de référence Z_0 (m) : 0 Longueur du pieu (m) : 10 Angle d'inclinaison du pieu (°) : 0 Type de section du pieu : Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{t1} [kPa...]	q_{s1} [kPa]	k_{t2} [kPa...]	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Argile Sableuse		-5.5	FS	90	660	0.6	2200	45	440	90	1.00e+7
Sable fin		-7.5	GS	70	170	0.6	226.67	35	45.33	70	1.00e+7
Sable moyen caillouteux		-10	GS	60	166.6	0.6	222.13	30	44.43	60	1.00e+7

Chapitre 5 : Renforcement du sol par inclusions rigides

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
1599.36	19	319.87	38

Figure 5.15 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 3 talus).

Calcul la surface S et l'effort normal N :

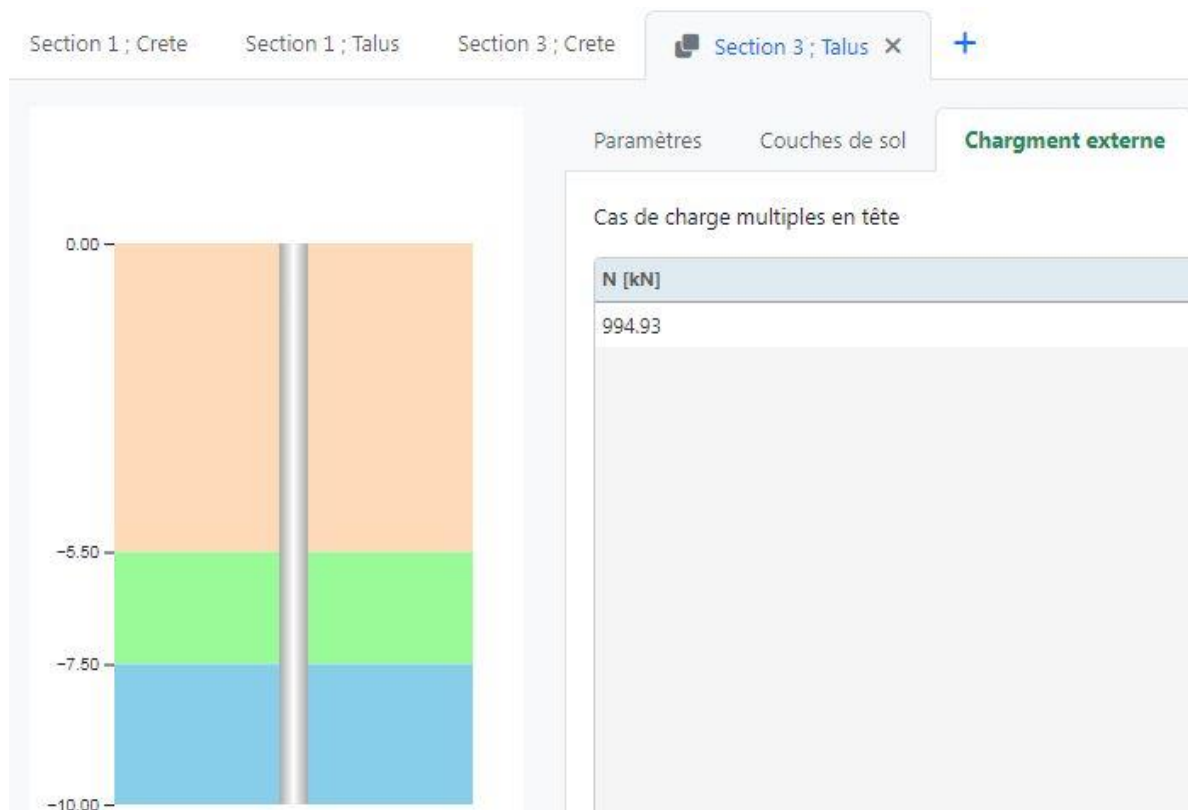
Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = 63,96 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{tot}} = 8954,4 \text{ KN}$$

$$F_{\text{pieux}} = 994,93 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 994,93 \text{ KN}$$



Paramètres	Couches de sol	Chargement externe	Déformée du sol	Résultats
------------	----------------	--------------------	-----------------	-----------

Effort internes maximums pour chaque cas de charge

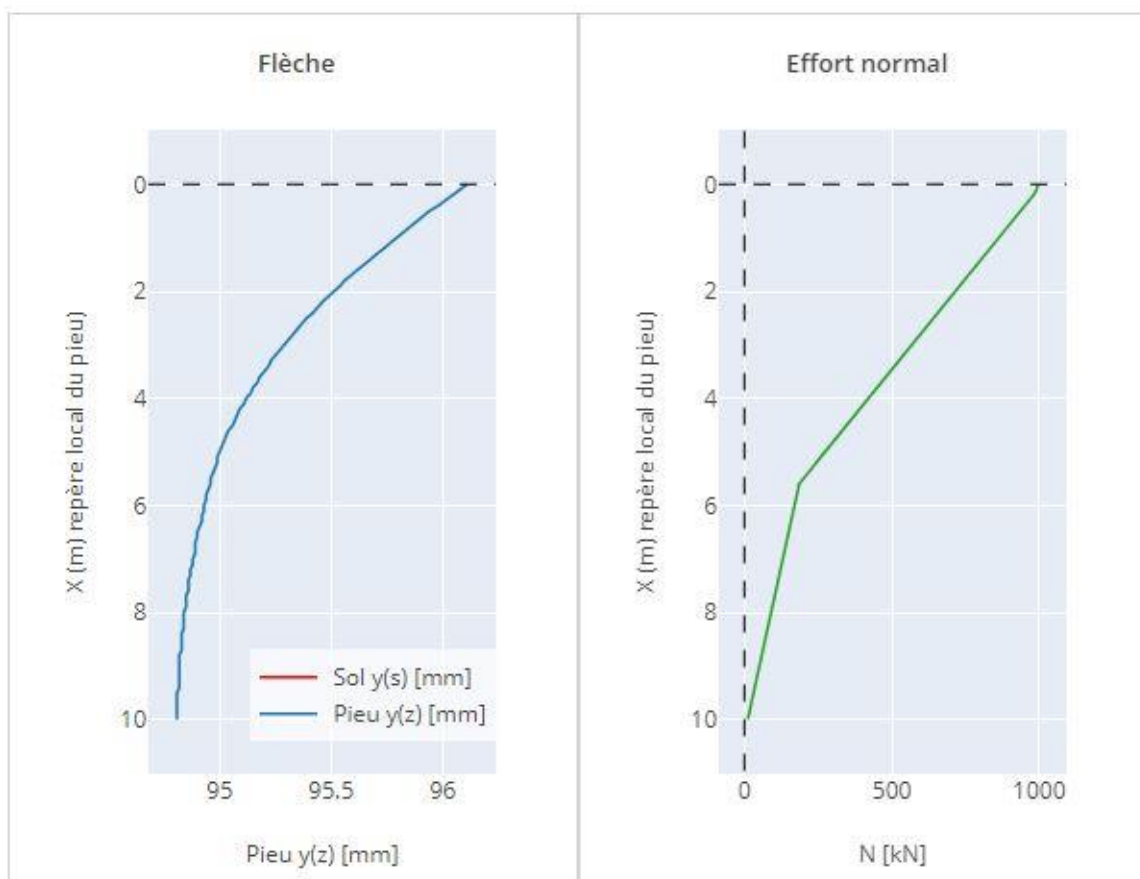
$w_{\max}$ [mm]	$N_{\max}$ [kN]	$q_{s_{\max}}$ [kPa]
96.1	994.93	78.29

Les résultats indiquent un tassement total ($w_{\max}$) de 9,61 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

4122 pieux pour chaque partie talus.

Nombre de pieux nécessaire : 8244pieux

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.



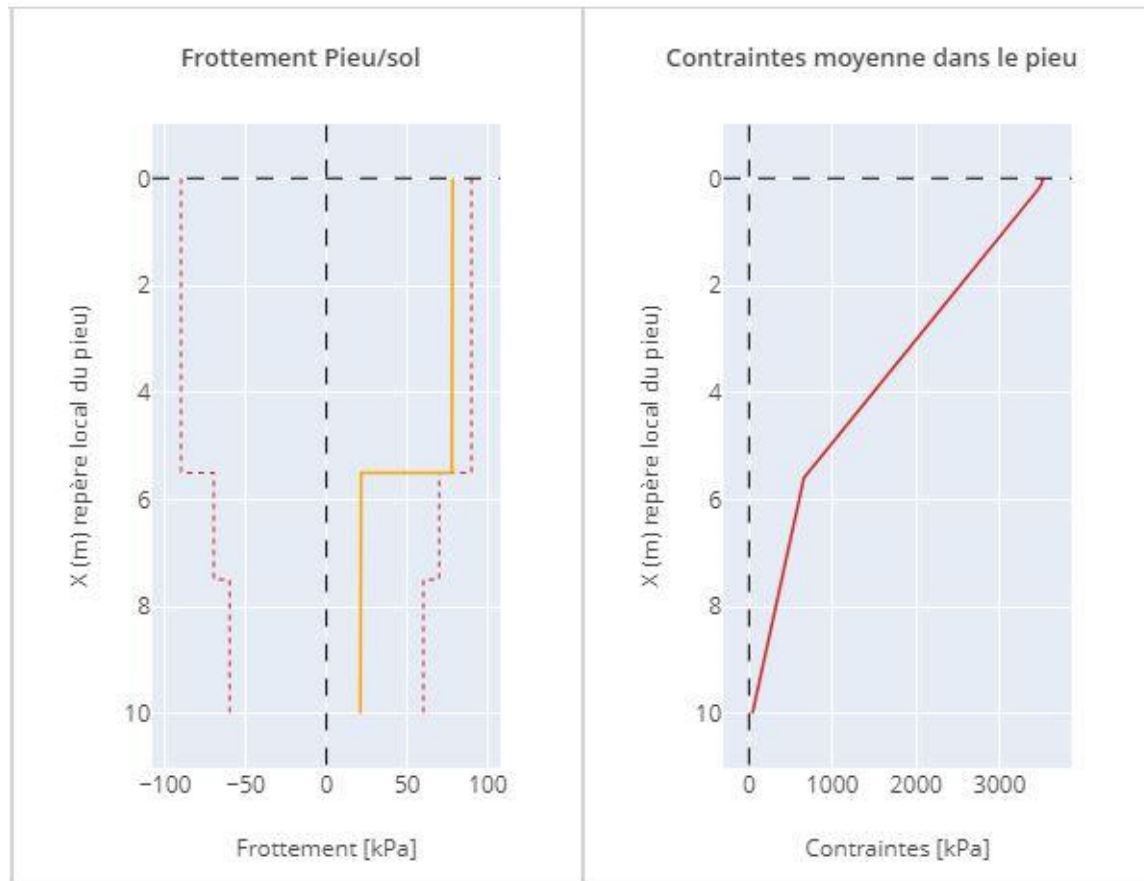


Figure 5.16 : Résultats de section 3 talus.

5.3.4 Section 4 (41+000 au 42+100 PK EXE)

Tableau 5.6 : Résultat de calcul C_u et q_s (4)

Couche	β	C_u (KPa)	q_s (KPa)
Sable fin	0,7	100	70
Argile sableuse	0,7	128,5	90
Alluvions	0,7	32,85	23

5.3.4.1 Partie 1 (41+000 au 41+800 PK EXE)

- Crête :

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 4 partie 1 sont : un diamètre de 0.7m, une longueur de 10m et un espacement de 1.5m suivant X et 1.5m suivant Y.

Paramètres
Couches de sol
Chargement externe
Déformée du sol
Résultats

Cote de référence Z_0 (m) :
Longueur du pieu (m) :
Angle d'inclinaison du pieu (°) :
Type de section du pieu :

0
10
0
Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{s1} [kPa...	q_{s1} [kPa]	k_{s2} [kPa...	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Sable fin		-1.8	GS	70	807.5	0.7	922.86	35	184.57	70	1.00e+7
Argile Sableuse		-4.8	FS	90	1260	0.7	3600	45	720	90	1.00e+7
Sable fin		-6.6	GS	70	807.5	0.7	922.86	35	184.57	70	1.00e+7
Alluvions		-10	FS	23	1867.5	0.01	3.74e+5	11.5	7.47e+4	23	1.00e+7

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
8.96e+5	74.75	1.79e+5	149.5

Figure 5.17 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 1 crête).

Calcul la surface S et l'effort normal N :

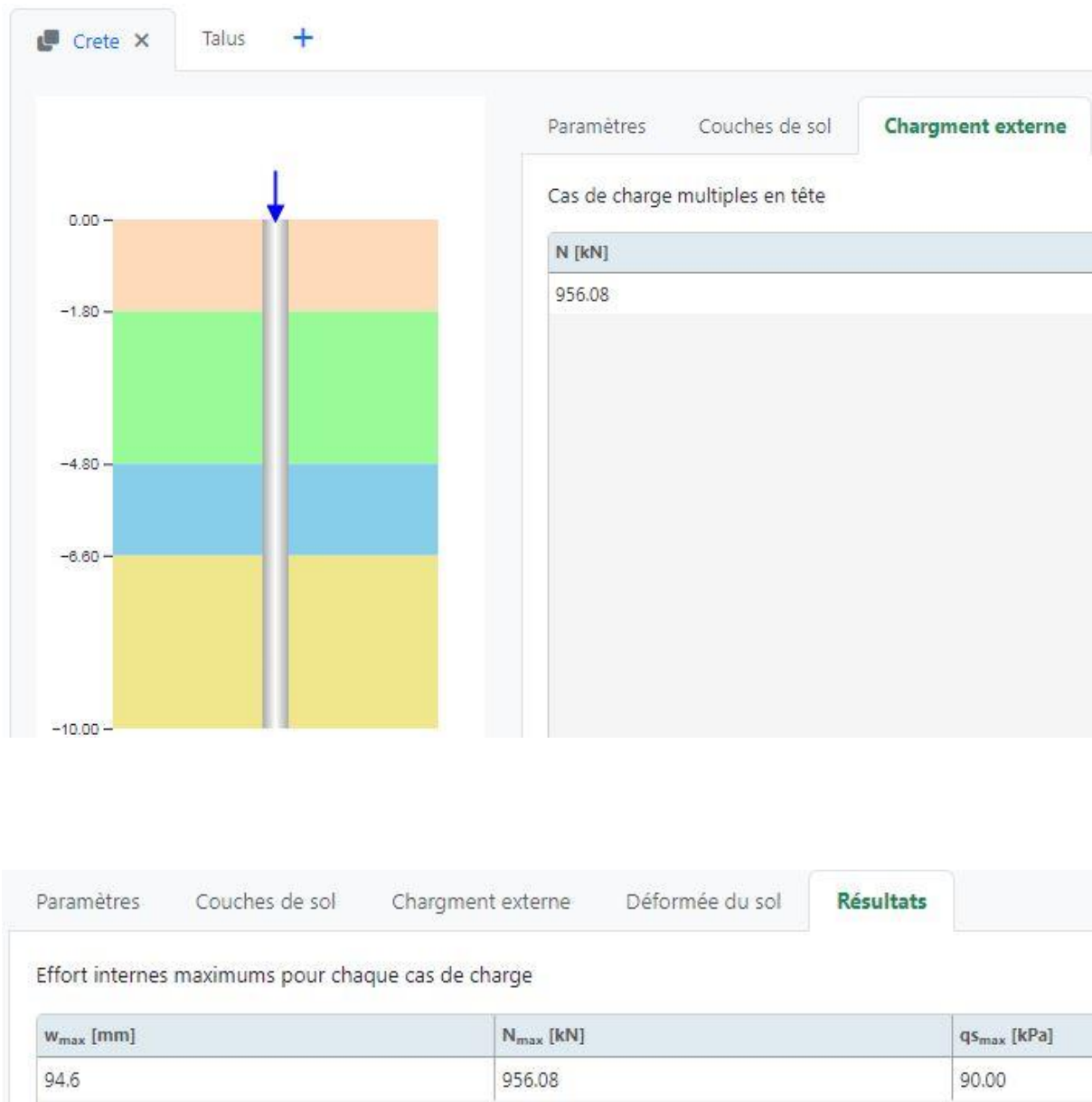
Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = 50,32 \text{ m}^2$$

$$F_{tot} = 9560,8 \text{ KN}$$

$$F_{pieux} = 956,08 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 956,08 \text{ KN}$$



Les résultats indiquent un tassement total (w_{max}) de 9.46 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Nombre de pieux nécessaire : 5340 pieux

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

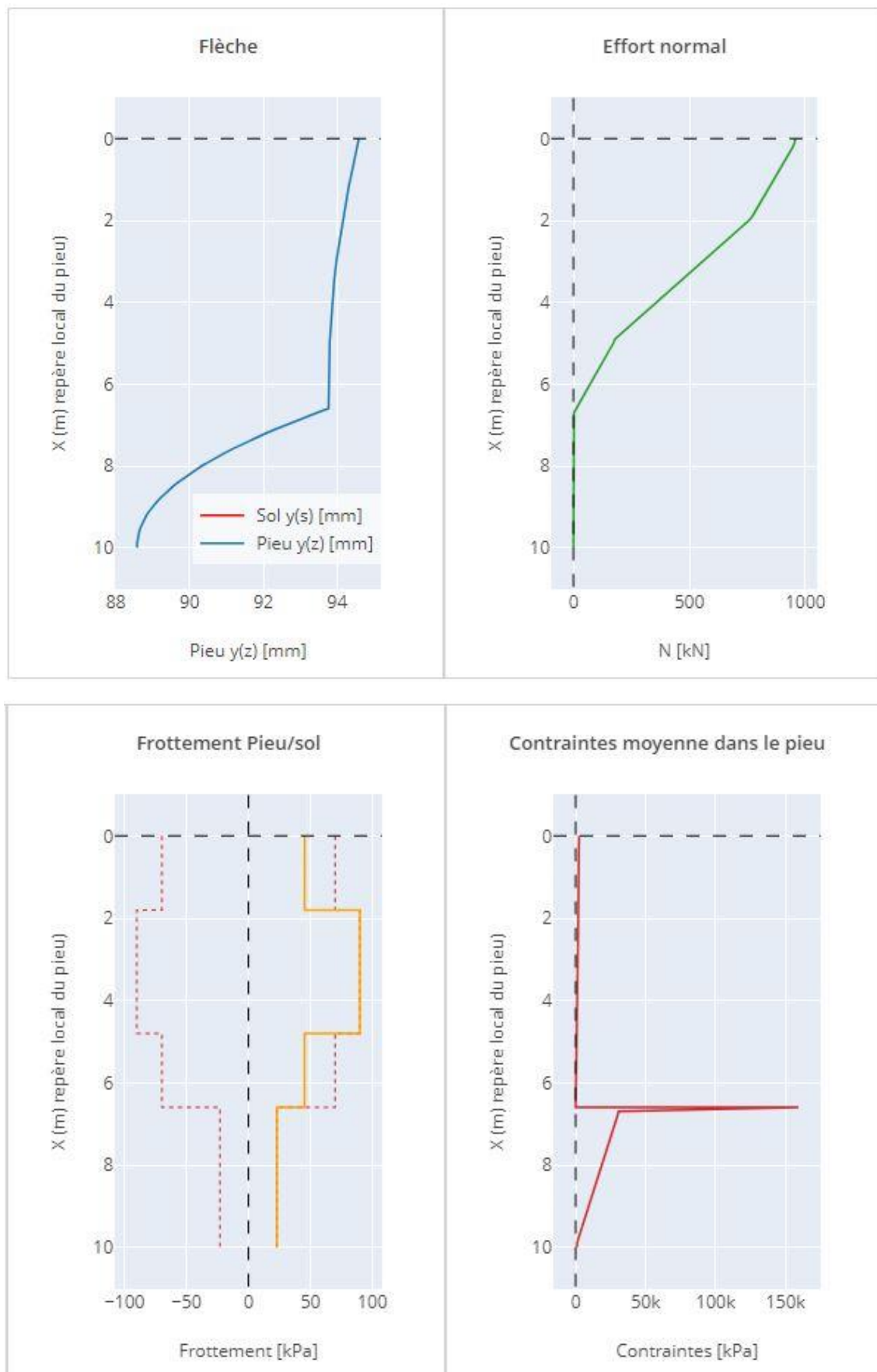


Figure 5.18 : Résultats de section 4 partie 1 crête.

- **Talus :**

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 4 partie 1 sont : un diamètre de 0.5m, une longueur de 10m et un espacement de 1.5m suivant X et 1.5m suivant Y.

Paramètres
Couches de sol
Chargement externe
Déformée du sol
Résultats

Cote de référence Z_0 (m) :
Longueur du pieu (m) :
Angle d'inclinaison du pieu (°) :
Type de section du pieu :

0
10
0
Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{t1} [kPa...	q_{s1} [kPa]	k_{s2} [kPa...	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Sable fin		-1.8	GS	70	807.5	0.5	1292	35	258.4	70	1.00e+7
Argile sableux		-4.8	FS	90	1260	0.5	5040	45	1008	90	1.00e+7
Sable fin		-6.6	GS	70	807.5	0.5	1292	35	258.4	70	1.00e+7
Alluvions		-10	GS	23	1367.5	0.01	1.09e+5	11.5	2.19e+4	23	1.00e+7

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
7752	75	1550.4	150

Figure 5.19 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 1 talus).

Calcul la surface S et l'effort normal N :

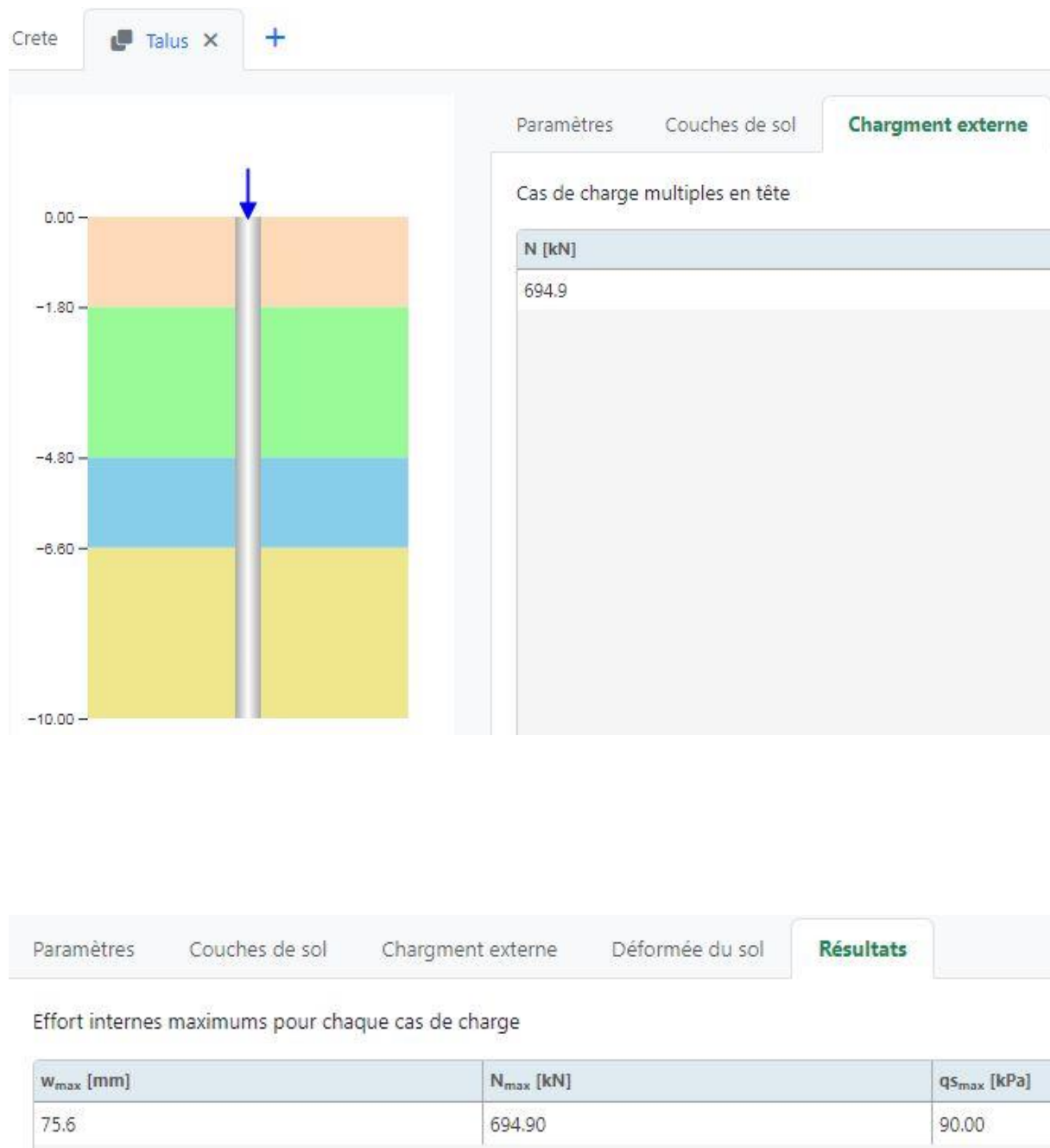
Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

$$S = 54,6 \text{ m}^2$$

$$F_{tot} = 7644 \text{ KN}$$

$$F_{pieux} = 694,9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 694,9 \text{ KN}$$



Les résultats indiquent un tassement total (w_{max}) de 7,56 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

5874 pieux pour chaque partie talus.

Nombre de pieux nécessaire : 11748pieux

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

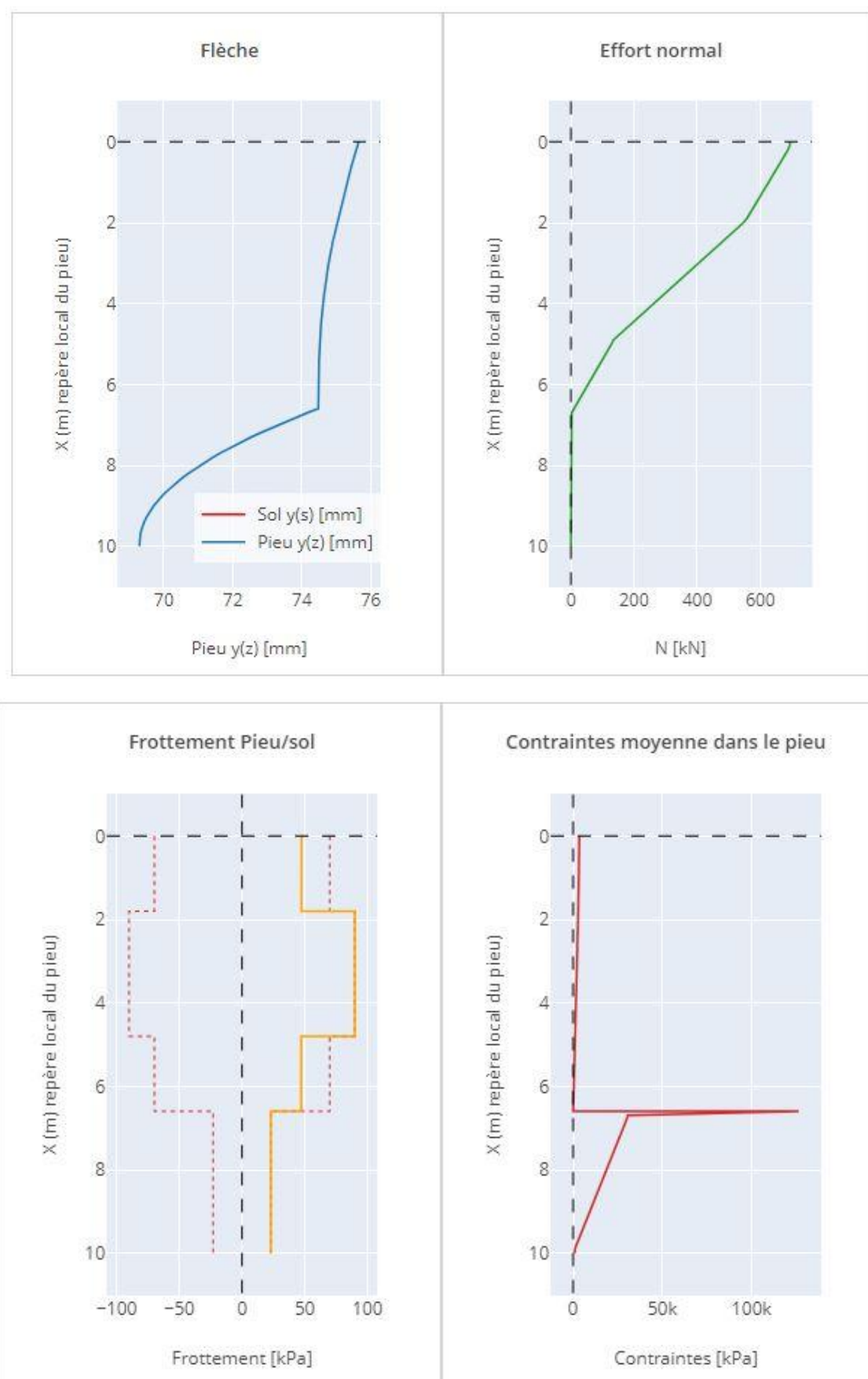


Figure 5.20 : Résultats de section 4 partie 1 talus.

5.3.4.2 Partie 2 (41+800 au 42+100 PK EXE)

- **Crête :**

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 4 partie 2 sont : un diamètre de 0.7m, une longueur de 10m et un espacement de 1.5m suivant X et 1.5m suivant Y.

Paramètres **Couches de sol** Chargement externe Déformée du sol Résultats

Cote de référence Z_0 (m) : 0 Longueur du pieu (m) : 10 Angle d'inclinaison du pieu (°) : 0 Type de section du pieu : Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{s1} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{t1} [kPa...]	q_{s1} [kPa]	k_{t2} [kPa...]	q_{s2} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Argile sableuse		-1.7	FS	90	1260	0.7	3600	45	720	90	1.00e+7
Alluvions		-2.6	GS	23	1367.5	0.7	1562.86	11.5	312.57	23	1.00e+7
Argile sableuse		-3.8	FS	90	1260	0.7	3600	45	720	90	1.00e+7
Alluvions		-10	GS	23	1367.5	0.7	1562.86	11.5	312.57	23	1.00e+7

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
9377.14	74.75	1875.43	149.5

Figure 5.21 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 2 crête).

Calcul la surface S et l'effort normal N :

Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

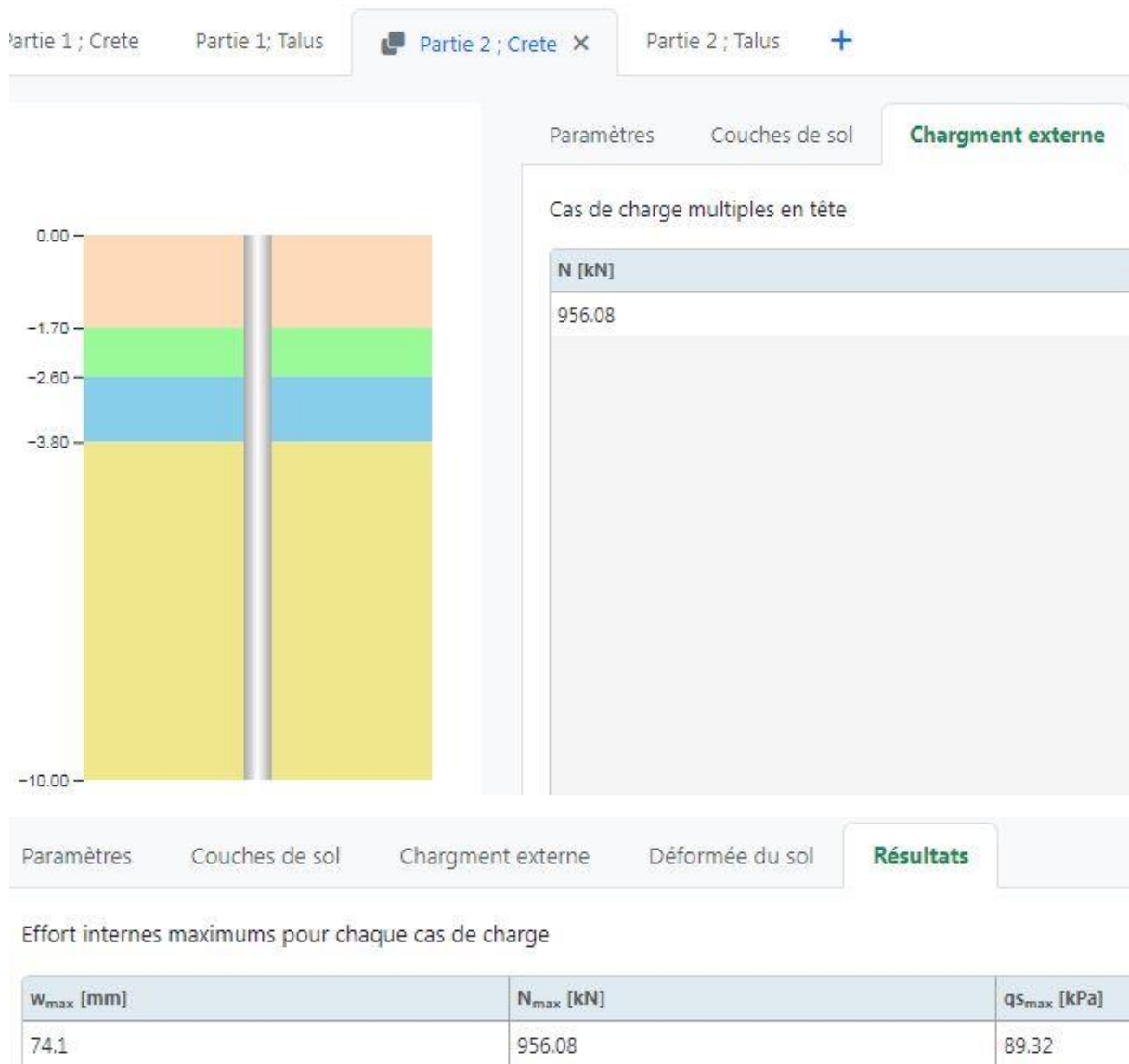
$$S = 50,32 \text{ m}^2$$

$$F_{tot} = 9560,8 \text{ KN}$$

$$F_{pieux} = 956,08 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 956,08 \text{ KN}$$

Chapitre 5 : Renforcement du sol par inclusions rigides



Les résultats indiquent un tassement total ($w_{\max}$) de 7,41 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

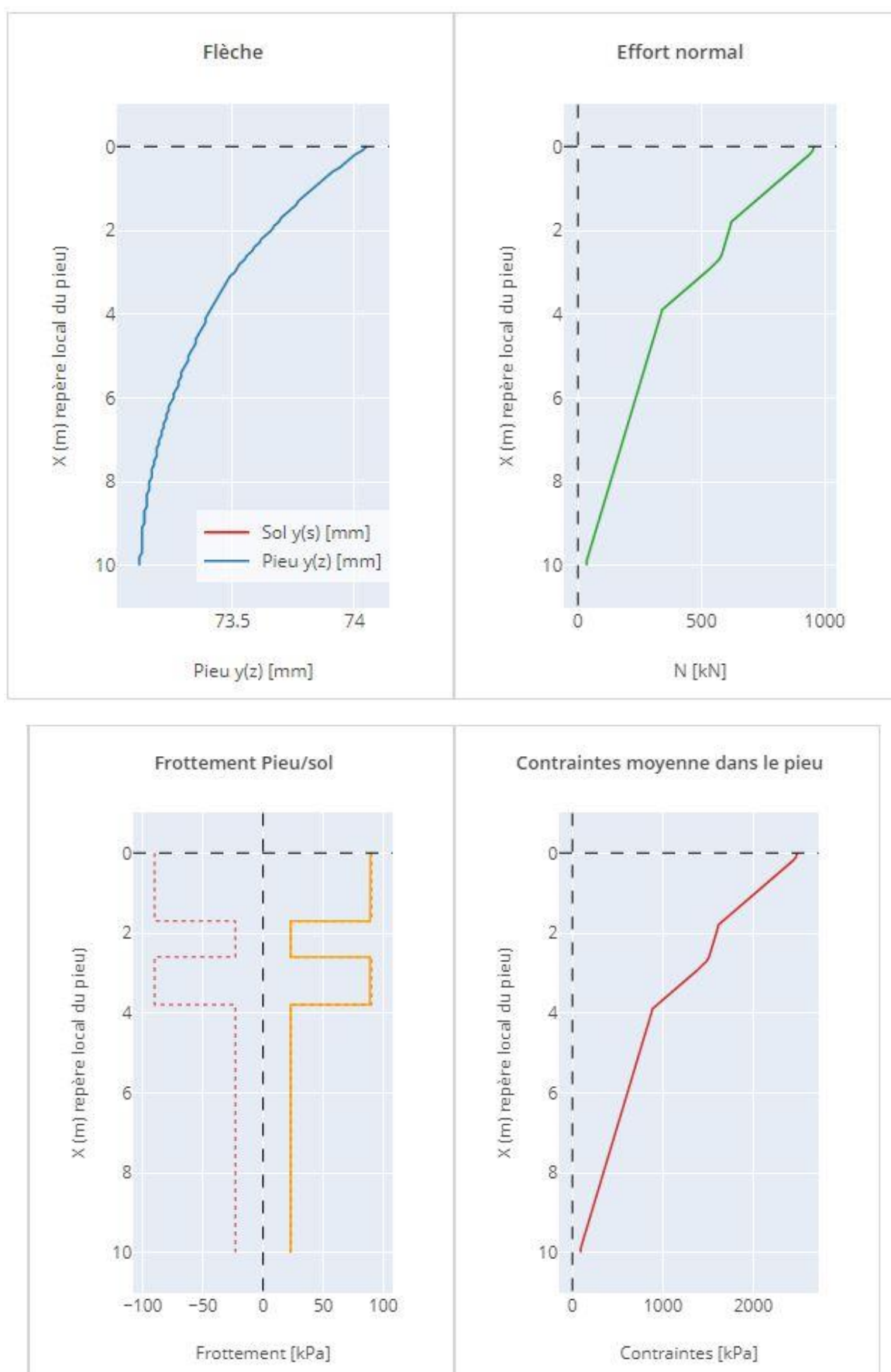


Figure 5.22 : Résultats de section 4 partie 2 crête.

Synthèse :

Un tassement total de 7,4cm a été obtenu. Cependant cette valeur de tassement est largement inférieur à 10cm se qui nous a amené à chercher une solution plus optimale en augmentant l'espacement. Un tassement total de 8,63cm a été trouvé en adoptant les dimensions suivantes : un diamètre de 0.7m, une longueur de 10m et un espacement de 1,5m suivant X et 1,75m suivant Y. Ces paramètres seront retenus sous la crête de partie 2 de la section 4.

Nombre de pieux nécessaire : 1720pieux

- **Talus :**

Les Figures ci dessous présentent les paramètres que nous avons rentrés pour les inclusions rigides. Ces paramètres varient d'une section à une autre. Les paramètres adoptés pour la section 4 partie 2 sont : un diamètre de 0.6m, une longueur de 10m et un espacement de 1.5m suivant X et 1.5m suivant Y.

Paramètres Couches de sol Chargement externe Déformée du sol Résultats

Cote de référence Z_0 (m) : 0 Longueur du pieu (m) : 10 Angle d'inclinaison du pieu (°) : 0 Type de section du pieu : Circulaire

Définition des couches de sol

Nom	Couleur	Z_{base} [m]	Type de...	q_{st} [kPa]	E_M [kPa]	D [m]	k_{st} [kPa...	q_{st} [kPa]	k_{st} [kPa...	q_{st} [kPa]	E_{pieu} (kPa)
Argile sableuse		-1.7	FS	90	1260	0.6	4200	45	840	90	1.00e+7
Alluvions		-2.6	GS	23	1367.5	0.6	1823.33	11.5	364.67	23	1.00e+7
Argile sableuse		-3.8	FS	90	1260	0.6	4200	45	840	90	1.00e+7
Alluvions		-10	GS	23	1367.5	0.6	1823.33	11.5	364.67	23	1.00e+7

Definition of the mobilisation of the base resistance

k_{q1} [kPa/m]	q_{p1} [kPa]	k_{q2} [kPa/m]	q_{p2} [kPa]
1.09e+4	74.75	2188	149.5

Figure 5.23 : Fenêtre (Caractéristiques des couches section 4 partie 2 talus).

Calcul la surface S et l'effort normal N :

Nous calculons l'effort normal maximum qui est appliqué sur l'inclusion rigide la plus sollicitée.

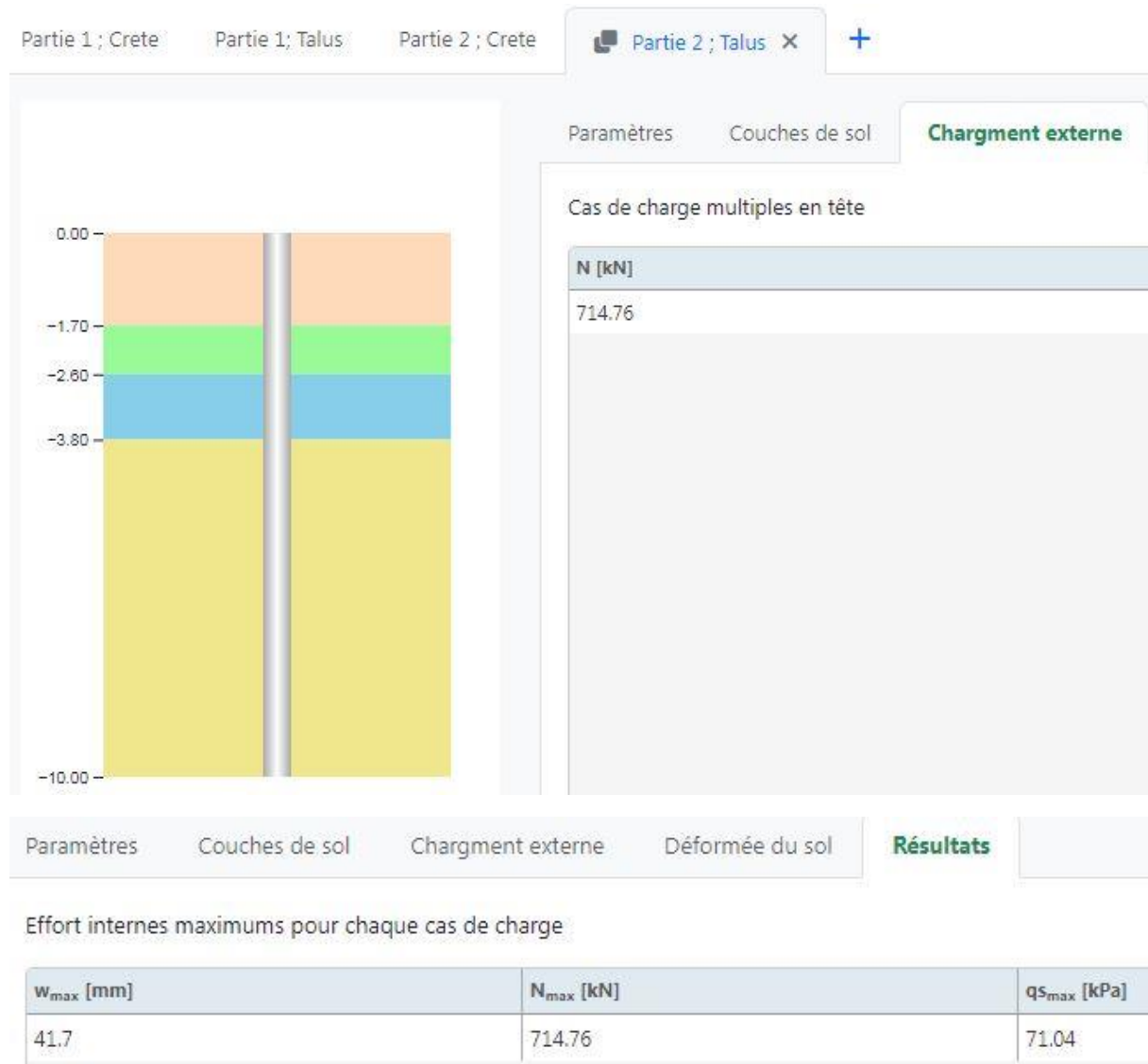
$$S = 56,16 \text{ m}^2$$

$$F_{tot} = 7862,4 \text{ KN}$$

$$F_{pieux} = 714,76 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 714,76 \text{ KN}$$

Chapitre 5 : Renforcement du sol par inclusions rigides



Les résultats indiquent un tassement total ($w_{\max}$) de 4,17 cm, inférieur au seuil admissible de 10 cm, ce qui atteste de l'efficacité du renforcement.

Les diagrammes donnant : la flèche, l'effort normal, le frottement pieu/sol ainsi que la contrainte moyenne dans les pieux en fonction de la profondeur sont présentés dans les figures ci-dessous.

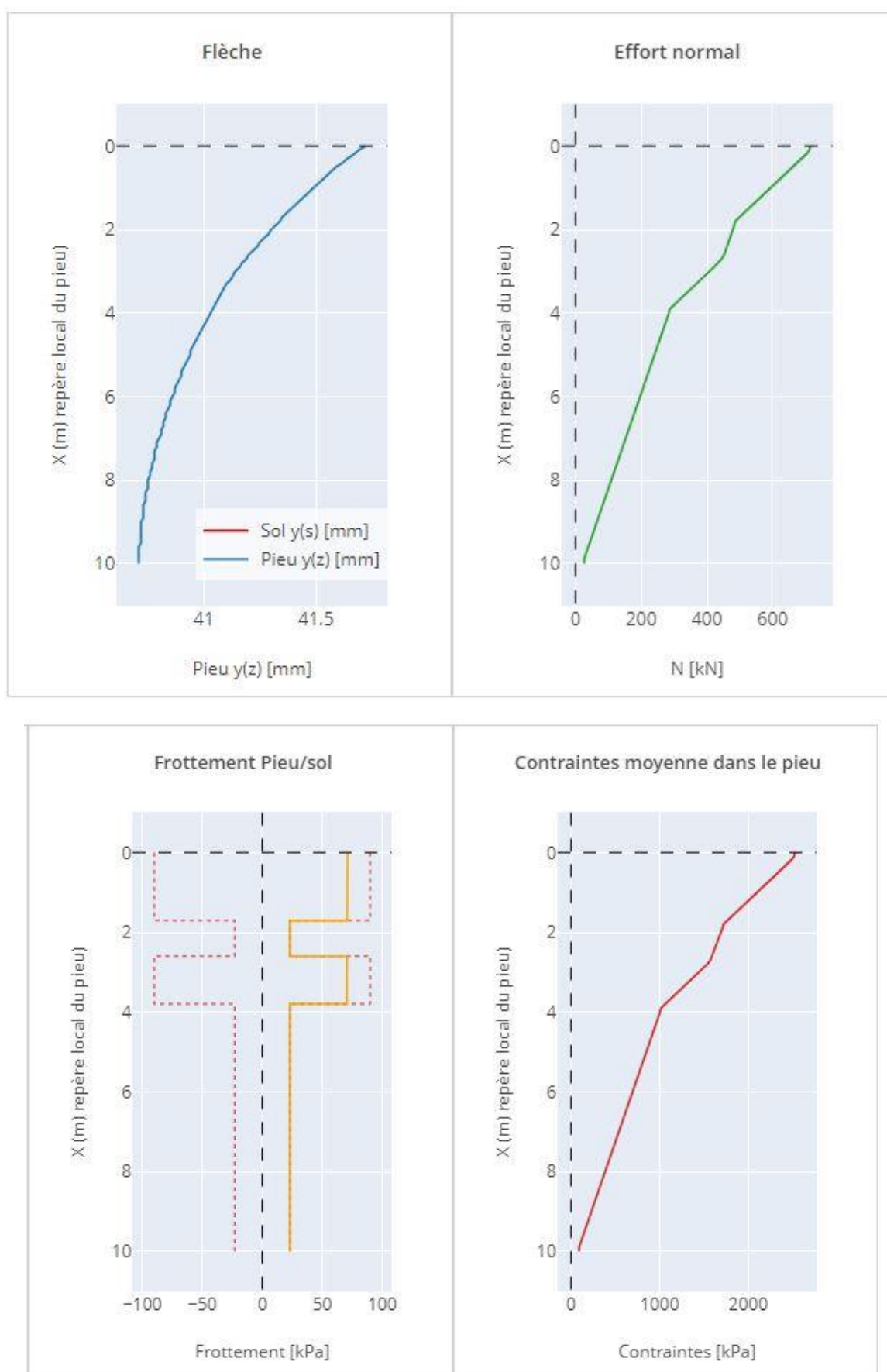


Figure 5.24 : Résultats de section 4 partie 2 talus.

Synthèse :

Un tassement total de 4,17cm a été obtenu. Cependant cette valeur de tassement est largement inférieure à 10cm se qui nous a amené à chercher une solution plus optimale en augmentant l'espacement. Un tassement total de 9,03cm a été trouvé en adoptant les dimensions suivantes : un diamètre de 0.6m, une longueur de 10m et un espacement de 1,5m suivant X et 3,25m suivant Y. Ces paramètres seront retenus sous le talus de partie 2 de la section 4.

1023 pieux pour chaque partie talus.

Nombre de pieux nécessaire : 2046pieux

5.4 Conclusion

Le tableau 5.7 représente les résultats de dimensionnement des inclusions rigides.

Tableau 5.7 : Résultat de dimensionnement des inclusions rigides.

Les sections		Profondeur (m)	Diamètre du pieu (m)	Espacements Y (m)	Espacements X (m)	Longueur de la section (m)	Nombre de pieu
Section 1	Crête	12	0,2	2,2	1,4	300	1233
	Talus	12	0,2	4,5	1,8		1206
Section 2	Partie 1	Crête	10	0,6	5	250	510
	Talus	10	0,5	2,75	2		1456
Section 3	Crête	10	0,5	1,75	1,75	800	3664
	Talus	10	0,6	1,75	1,75		8244
Section 4	Partie 1	Crête	10	0,7	1,5	800	5340
		Talus	10	0,5	1,5		11748
	Partie 2	Crête	10	0,7	1,75	300	1720
		Talus	10	0,6	3,25		2046

Ce chapitre a permis d'analyser et de modéliser le comportement d'un sol renforcé par des inclusions rigides, une technique de plus en plus utilisée pour améliorer les performances mécaniques des sols compressibles. Après avoir présenté les principes généraux du renforcement par inclusions, nous avons détaillé les hypothèses adoptées dans les modèles analytiques et numériques, en mettant en évidence l'influence de certains paramètres clés tels que l'espacement des inclusions.

Cette modélisation constitue un outil précieux d'aide à la conception, en permettant d'optimiser la disposition et les dimensions des inclusions rigides pour répondre aux exigences géotechniques et économiques des projets. Toutefois, des limites subsistent, notamment liées aux simplifications géométriques et aux lois de comportement adoptées, ce qui ouvre la voie à des recherches futures visant à affiner les modèles et intégrer des comportements plus complexes (plasticité du sol, effet de groupement, interaction sol-structure...).

Chapitre 6 :

« Comparaison entre les deux
techniques »

Chapitre 6 : Comparaison entre les deux techniques

6.1 Introduction

Ce chapitre vise à aborder les avantages et les inconvénients des deux méthodes de renforcement : les colonnes ballastées et les inclusions rigides ainsi que les paramètres influencent leurs choix. Ce choix dépendra principalement des spécifications du projet, des caractéristiques du sol, des charges à reprendre, des objectifs de réduction des tassements et des contraintes budgétaires et environnementales.

6.2 Comparaison

Le tableau 6.1 présente une synthèse comparative entre les colonnes ballastées et les inclusions rigides en tenant en compte des différents paramètres influençant leurs comportements.

Tableau 6.1 : Comparaison synthétique.

Caractéristique	Colonnes Ballastées	Inclusions Rigides
Matériau	Granulaire (graviers, pierres concassées)	Béton ou mortier
Fonction principale	Densification, drainage, transfert de charge	Transfert de charge direct, réduction des tassements
Transfert de charge	Le sol et les colonnes participent ensemble	Les inclusions reprennent une part importante des charges
Réduction des tassements	Efficace	Très bonne à excellente
Capacité portante	Augmentation significative	Augmentation très significative, reprise de charges élevées
Type de sol	Sols granulaires et cohésifs (nécessite confinement)	Tous types de sols, y compris très compressibles/organiques
Drainage	Oui, excellent	Non, ou très limité (sauf si forées à travers l'aquifère)
Coût	Généralement plus économique	Généralement plus coûteux
Efforts horizontaux	Faible reprise sans dispositif complémentaire	Faible sans armatures spécifiques
Profondeur	Peut atteindre des profondeurs importantes	Peut atteindre des profondeurs importantes
Gestion des déblais	Très peu de déblais	Peu ou pas de déblais

Matelas de répartition	Optionnel, mais souvent recommandé pour charges importantes	Fréquemment nécessaire pour une bonne répartition des charges
-------------------------------	---	---

6.3 Le coût

Il est difficile de donner des chiffres exacts et universels pour le coût des colonnes ballastées et des inclusions rigides, car de nombreux facteurs influencent le prix final. Voici ci-dessous les principaux facteurs qui peuvent influencer le coût des deux techniques de renforcement.

6.3.1 Facteur influençant le coût

Pour les colonnes ballastées :

- 1) Nature du sol :
 - Compressibilité et portance du sol : Plus le sol est mou et compressible, plus la profondeur et le diamètre des colonnes peuvent être importants, et plus le volume de ballast nécessaire est élevé, augmentant le coût.
 - Présence d'obstacles : Des couches dures, des blocs rocheux ou des débris peuvent compliquer le fonçage du vibreur et augmenter les coûts.
 - Niveau de la nappe phréatique : La méthode de mise en œuvre (voie humide ou sèche) peut être influencée par la nappe, impactant le coût des équipements et la gestion de l'eau.
- 2) Caractéristiques des colonnes :
 - Profondeur : Plus les colonnes sont profondes, plus le coût par mètre linéaire augmente en raison du temps d'exécution et de l'usure de l'équipement.
 - Diamètre : Un diamètre plus grand nécessite plus de matériau et plus de temps d'exécution.
 - Densité de maillage (espacement) : Un maillage plus serré (plus de colonnes par unité de surface) augmente le nombre total de mètres linéaires à réaliser et donc le coût global du traitement.
 - Granulométrie du ballast : Le type et la provenance du gravier ou des agrégats peuvent influencer le coût des matériaux.
- 3) Conditions du chantier :
 - Accès au chantier : Un accès difficile peut entraîner des coûts supplémentaires pour la mobilisation et la logistique des engins.
 - Taille du projet : Les grands projets peuvent bénéficier d'économies d'échelle.
 - Exigences de contrôle qualité : Des essais post-traitement (essais de chargement, sondages, etc.) ajoutent au coût.
 - Gestion des déblais : Bien que les colonnes ballastées génèrent peu de déblais, leur gestion si le sol est pollué peut impacter le coût.

Pour les inclusions rigides :

- 1) Nature du sol :
 - Type de sol : La traversée de couches très dures ou rocheuses peut nécessiter des équipements de forage plus puissants et plus coûteux. Les sols très mous ou organiques sont plus facilement traitables, mais peuvent demander des profondeurs plus importantes.
 - Présence d'obstacles.
- 2) Caractéristiques des inclusions :
 - Profondeur et diamètre : Comme pour les colonnes ballastées, plus ils sont importants, plus le coût augmente.
 - Qualité du béton/mortier : Les exigences de résistance du matériau influencent le coût.
 - Armatures : Si un faible ferrailage est nécessaire pour reprendre des efforts spécifiques (par exemple, des efforts de traction ou de cisaillement), cela ajoute au coût.
 - Matelas de répartition : La conception et le matériau du matelas de répartition en tête des inclusions ajoutent au coût global.
- 3) Méthode de mise en œuvre :
 - Forage vs. refoulement : Les méthodes de refoulement (type CMC) sont souvent plus rapides et génèrent moins de déblais, ce qui peut réduire les coûts globaux par rapport aux méthodes de forage nécessitant l'évacuation des déblais.
 - Quantité de béton/mortier : Une mise en œuvre efficace minimise la consommation de matériau, ce qui peut influencer le prix.
- 4) Conditions du chantier :
 - Accès au chantier : Impact similaire à celui des colonnes ballastées.
 - Exigences de contrôle qualité : Des essais d'intégrité, de chargement, de résistance du béton, etc., sont souvent plus nombreux et plus complexes pour les inclusions rigides, augmentant le coût.
 - Gestion des déblais : Moins un facteur critique si la méthode de refoulement est utilisée.

6.5 Nature et caractéristiques du sol

Sols compressibles et/ou granulaires lâches (sables, limons, argiles molles) : Les **colonnes ballastées** sont particulièrement adaptées pour ces types de sols. Elles agissent par vibro-compactage (pour les sols granulaires) ou vibro-remplacement (pour les sols cohésifs), améliorant significativement la densité, la rigidité et la résistance au cisaillement du sol en place. Elles sont également très efficaces pour réduire le potentiel de liquéfaction des sables saturés lâches lors de séismes.

Sols très mous (vases, tourbes) ou avec des risques de perte de caractéristiques dans le temps : Les colonnes ballastées peuvent avoir des limites dans ces cas. Si le sol est trop compressible

ou contient des matières organiques qui pourraient se dégrader, l'efficacité des colonnes ballastées peut être compromise, ou leur dimensionnement devenir très important.

Sols hétérogènes ou présence de couches résistantes profondes : Les pieux sont souvent préférables si le bon sol porteur se trouve à grande profondeur (plusieurs dizaines de mètres) ou si le terrain est traversé par des couches très dures (roche, calcaires) que les vibreurs de colonnes ballastées ne peuvent pas pénétrer facilement. Les pieux transfèrent les charges vers ces couches profondes et résistantes.

Dans notre cas (Section 1), Il est préférable de choisir les colonnes ballastées car notre sol consiste de limon, sable et argile.

6.6 Type d'ouvrage et charges à supporter

Ouvrages avec des charges modérées et/ou réparties (dallages industriels, remblais, réservoirs, bâtiments résidentiels) : Les colonnes ballastées sont une solution très pertinente et souvent économique. Elles permettent de réaliser des fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers) sur le sol amélioré, réduisant ainsi les coûts de fondation. Elles sont conçues pour améliorer le massif de sol dans son ensemble, permettant une meilleure répartition des contraintes.

Ouvrages très lourds, ponts, bâtiments de grande hauteur, ou structures sensibles à de faibles tassements différentiels : Les pieux sont généralement le choix privilégié. Ils sont capables de reprendre des charges très importantes en transférant les efforts directement aux couches profondes et résistantes, offrant une meilleure maîtrise des tassements absolus et différentiels.

Ouvrages avec des charges concentrées très importantes : Les pieux sont mieux adaptés pour des charges ponctuelles élevées.

Dans notre cas (Remblai et voie ferrée), on a une charge répartie alors les colonnes ballastées sont le meilleur choix.

6.7 Objectifs du traitement et performances attendues

Réduction des tassements : Les deux techniques peuvent réduire les tassements. Les colonnes ballastées réduisent les tassements par l'amélioration de la compressibilité du sol et la consolidation accélérée (effet drainant). Les pieux réduisent les tassements en portant les charges sur des couches plus rigides.

Augmentation de la capacité portante du sol : Les deux techniques augmentent la capacité portante. Les colonnes ballastées améliorent globalement le massif. Les pieux créent des points porteurs très résistants.

Stabilisation de talus ou prévention de la liquéfaction : Les colonnes ballastées sont très efficaces pour ces applications grâce à l'amélioration de la résistance au cisaillement du sol et à l'augmentation de la perméabilité qui favorise le drainage et dissipe les surpressions interstitielles lors d'un séisme.

Éviter les "points durs" sous les dallages : Contrairement aux inclusions rigides ou pieux, les colonnes ballastées sont des inclusions souples. Leur rigidité est plus proche de celle du sol encaissant, ce qui peut éviter les phénomènes de "points durs" et les moments parasites dans les dallages, rendant la conception plus simple pour les radiers et dallages.

Pour la stabilisation de talus, prévention de la liquéfaction et pour éviter les "points durs" sous les dallages, Les **colonnes ballastées** sont le meilleur choix.

6.8 Contraintes de chantier et environnement

Espace de travail et accès : Les équipements pour **colonnes ballastées** sont souvent moins encombrants que ceux pour certains types de pieux, ce qui peut être un avantage sur des chantiers avec un espace limité.

Déblais et gestion des eaux : La méthode de vibro-remplacement (voie humide) pour les colonnes ballastées génère une boue qui doit être gérée (évacuation, traitement). Le vibro-compactage (voie sèche) génère peu de déblais. Les pieux forés génèrent également des boues ou des déblais importants selon la technique.

Vibrations et bruit : Les deux techniques peuvent générer des vibrations. Les pieux battus sont très bruyants et génèrent de fortes vibrations, ce qui peut être problématique à proximité d'ouvrages existants sensibles. Les colonnes ballastées par vibro-compactage génèrent aussi des vibrations qui doivent être contrôlées.

Délais d'exécution : Les **colonnes ballastées** sont souvent plus rapides à exécuter que les pieux, permettant une mise en œuvre rapide des fondations superficielles après traitement.

D'après les facteurs précédents, Les **colonnes ballastées** sont le meilleur choix.

6.9 Conclusion

La comparaison entre les colonnes ballastées et les inclusions rigides met en évidence les particularités, avantages et limites propres à chaque technique d'amélioration des sols. Les colonnes ballastées, constituées de matériaux granulaires compactés, sont généralement plus économiques et rapides à mettre en œuvre, tout en offrant une amélioration notable du comportement mécanique des sols compressibles, notamment en termes de drainage et de réduction des tassements. Toutefois, leur efficacité est limitée dans les sols très mous ou lorsque des charges élevées sont à supporter.

À l'inverse, les inclusions rigides, souvent en béton ou en mortier, présentent une capacité portante nettement supérieure et permettent un meilleur contrôle des tassements différentiel, en particulier sous des charges importantes ou des structures sensibles. Leur mise en œuvre, bien que plus coûteuse et complexe, est justifiée dans les contextes géotechniques exigeants.

Ainsi, le choix entre ces deux techniques dépend fortement des caractéristiques du sol, des contraintes du projet, du type de structure à supporter et des objectifs de performance. Une analyse technico-économique approfondie est donc indispensable pour orienter la décision vers la solution la plus adaptée.

Conclusion générale

L'objectif principal de ce mémoire était d'effectuer une étude comparative entre deux techniques de renforcement de sol couramment utilisées sous remblai ferroviaire : les colonnes ballastées et les inclusions rigides. Ces méthodes présentent des principes d'exécution différents, mais visent toutes deux à améliorer la portance des sols compressibles, à limiter les tassements et à garantir la stabilité de l'ouvrage.

La recherche bibliographique a permis de constater que les méthodes de traitement des sols compressibles sont très vastes et permettent d'augmenter la capacité portante du sol en améliorant ces caractéristiques mécaniques et de réduire les tassements. Chaque méthode à son domaine d'application approprié. Le procédé des inclusions rigides est bien adapté dans le cas des sols compressibles (argiles, limons, vases, tourbes...etc) et les sols pulvérulents lâches issus des dépôts alluvionnaires. En revanche, les colonnes ballastées bien adaptée aux zones sismiques car elles offrent au sol d'assise une certaine souplesse, d'une part, et éliminent le risque de liquéfaction des sols d'autre part, bien que moins performantes en termes de rigidité, présentent des avantages économiques non négligeables, ainsi qu'une adaptabilité intéressante aux sols hétérogènes et aux chantiers de grande superficie.

L'étude géotechnique a été indispensable pour analyser les conditions réelles du site, permettant de déduire les modèles lithologiques et géotechniques nécessaires au dimensionnement des deux techniques et des renforcements de sol. Le calcul a été mené avec deux logiciels, le premier pour les colonnes ballastées STONEC, et le deuxième pour les inclusions rigides AlgoCiv.

L'analyse comparative a également permis de souligner que le choix de la technique la plus appropriée ne peut être dissocié du contexte géotechnique local, des contraintes de chantier (délais, accessibilité, environnement) ainsi que des exigences techniques du projet ferroviaire.

En conclusion, il apparaît que les inclusions rigides sont plus adaptées aux zones à forte sollicitation mécanique et nécessitant une haute performance géotechnique, tandis que les colonnes ballastées constituent une solution plus souple et économique dans des conditions moins sévères. Ce travail met donc en lumière l'importance d'une analyse globale et multidisciplinaire pour optimiser le choix de la technique de renforcement dans les projets d'infrastructures ferroviaires.

Enfin, ce travail nous a permis de nous confronter aux réelles problématiques que l'ingénieur rencontre quotidiennement, par exemple, le manque de données géotechniques, l'incohérence des résultats de laboratoire, et l'incertitude des interprétations des données. Ces problématiques liées à la campagne de reconnaissance s'ajoutent à celles liées à la complexité des calculs. Tous ces éléments nous ont permis de mieux cerner la démarche de l'ingénieur et son application concrète sur le terrain, et de développer notre curiosité et analyse critique pour approfondir notre réflexion.

Références bibliographiques

- [1] Jenck, O. (2005) « Le renforcement des sols compressibles par les inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique », L'institut national des sciences appliquées de Lyon, 384 pages, Thèse de Doctorat.
- [2] Audrey HUCKERT. (2014) « Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides », Université de GRENOBLE, 246 pages, Thèse de Doctorat.
- [3] French Standard. « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement ». In : Revue Française de Géotechnique 111 (2005), p. 3–16.
- [4] F. SCHLOSSER, H.M. JACOBSEN, I. JURAN, renforcement des sols, Revue Française de géotechnique, N°29.
- [5] Kelli, T. (2021) « Etude d'un stabilité d'un remblai sur zone inondable », Université Badji Mokhtar ANNABA, 135 pages, Mémoire de Master.
- [6] Laimeche, A. (2017) « Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe », Ecole Nationale Polytechnique, 58 pages, Mémoire de Master.
- [7] Prashant Patil, Iuppu Mena, Shubham Goski, Yogesh Urs, Soil Reinforcement Techniques, Journal of Engineering Research and Application, 2248-9622, (Part -2) August 2016, pp. 25-31.
- [8] Flitta, Y. Zitouni, H. (2022) « Etude de renforcement d'un terrain réservé pour la réalisation d'une nouvelle gare maritime au sein du port de la wilaya d'annaba », Université Saad Dahleb de Blida 1, Mémoire de Master.
- [9] Hazout. « Cours Identification et Classification des sols », 27 pages.
- [10] Gérard, Philipponnat. (2019) « Fondations et ouvrages en terre », ÉDITIONS EYROLLES PARIS, 832 pages.
- [11] SANGLERAT, G. [0A Sanglerat 1972] « Le pénétromètre et la reconnaissance des sols » Dunod, 1965.
- [12] BRIANÇON L. – « Renforcement des sols par inclusions rigides. État de l'art en France et à l'étranger ». Irex, opération du Réseau génie civil et urbain, 2002.
- [13] Melki, R. (2023) « Modélisation numérique d'un remblai renforcé par des inclusions rigides verticales », 132 p, Mémoire de Master.
- [14] Boumekik, N. (2021) « Analyse numérique de la portance d'un massif de fondation renforcé par des colonnes ballastées confinées dans des nappes géosynthétiques », Université Mohamed Khider – Biskra, 151 pages, Thèse de Doctorat.
- [15] Vincent, SIX. (2006), « Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales », Université des sciences et technologies de LILLE, 162 pages, Thèse de Doctorat.

Références bibliographiques

- [16] Sébastien, CORNEILLE. (2007), « Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides », Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, 291 pages, Thèse de Doctorat.
- [17] Mathieu, Dhaybi. (2015), « Renforcement de fondations superficielles par soil mixing : analyses par modélisation physique et numérique », INSA de Lyon, 186 pages Thèse de Doctorat.
- [18] ZIDELMAL, D (2011), « Tassement des sols renforcés sous des bacs de stockage d'hydrocarbure », Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, Mémoire de Master.
- [19] « Règle Parasismique Algériennes RPA 2024 » DTR – B.C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Janvier (2025).
- [20] Kerkar, S. (2015), « Renforcement des sols par colonnes ballastées contribution à la synthèse des observations expérimentales », Université Saad Dahleb de Blida 1, Mémoire de Master.
- [21] Chapuis, R. P. (2002). Permeability and Groundwater Contaminant Transport: Modeling, Monitoring and Remediation.

Annexes

Tableau 1 : Mesures piézométriques réalisés au droit des sondages carottés.

Sondage carotté	PK	Profondeur "m"	Date d'installation	Niveau relevé "m" à la date du					
				27/09/2023	02/10/2023	06/10/2023	17/10/2023	15/11/2023	30/11/2023
SC-05	27+565	10			/			/	Endom-magé
SC-06	27+635	10			/			/	Endom-magé
SC-07	29+033	10			5			/	Endom-magé
SC-08	30+160	10			/			/	Endom-magé
SC-09	30+460	10			/			/	Endom-magé
SC-10	31+144	10			/			/	Endom-magé
SC-11	31+818	10			/			/	2
SC-12	33+077	10			/			8	4,1
SC-13	33+625	10			/			/	Endom-magé
SC-14	33+975	10			/			/	6
SC-15	34+116	10			/			/	6,5
SC-16	34+477	10			/			/	Endom-magé
SC-17	35+004	10	30/09/2023	/		5,7	5,8		
SC-18	35+494	10	14/09/2023	5,35		5,4	Bouche à 5,50m		
SC-19	35+835	10	14/09/2023	5,5		5,55	5,7		
SC-20	37+813	10	12/09/2023	6,6		6,6	6,7		
SC-21	38+114	10	13/09/2023	6,4		6,4	6,6		
SC-22	38+486	10	12/09/2023	6,1		6,1	6,1		
SC-23	39+045	10	13/09/2023	5,8		5,75	5,7		
SC-24	39+600	10	08/10/2023	/		/	8,6		
SC-25	40+300	10	10/09/2023	5,5		5,45	5,3		
SC-26	40+638	10	01/10/2023	/		6,65	6,7		
SC-27	41+296	10	15/09/2023	6,35		6,45	Bouche à 6,55m		
SC-28	41+595	10	01/10/2023	/		5,55	5,6		
Section 01 : CHEBAITA MOKHTAR - BOUCHEGOUF (PK14+900 - 53+900)									
SC-29	41+757	10	30/09/2023	/		5,1	5		
SC-30	43+624	10	29/09/2023	/		3,7	3,8		
SC-31	43+825	10	28/09/2023	/		8,2	8,3		
SC-32	44+045	10	26/09/2023	3,2		3,5	3,9		
SC-33	44+358	10	27/09/2023	5,8		5,8	5,9		
SC-34	45+055	10	16/09/2023	4,9		4,85	4,8		
SC-35	45+277	10	08/09/2023	5,55		5,55	Bouche à 5,40m		
SC-36	45+578	10	09/09/2023	1,2		1,44	1,5		
SC-37	45+795	10	11/09/2023	2,8		3,05	3,2		
SC-38	46+222	10	22/09/2023	4		4,85	5,5		
SC-39	46+917	10	21/09/2023	5,3		5,55	5,8		
SC-40	47+415	10	11/09/2023	2,55		2,55	2,6		
SC-41	47+643	10	08/09/2023	/		/	6,1		
SC-42	48+250	10	29/09/2023	/		2,8	2,8		
SC-43	48+540	10	23/09/2023	4,7		4,75	4,8		
SC-44	48+875	10	24/09/2023	4,3		5,25	6		
SD-04	28+725	10			/			30,00	Endom-magé
SD-07	36+000	10	05/10/2023	/		22,1	22,5		
SR-01	29+050	10			0,00			1,00	0,00
SR-02	31+500	10			5,00			5,00	4,00
SR-03	32+200	10			6,00			6,00	5,00
SR-04	33+900	10			2,00			2,00	1,50
SR-05	36+900	10	27/09/2023	6,2		6,25	6,3		
SR-06	41+400	10	15/09/2023	4,9		5	5,05		
SR-07	44+550	10	28/09/2023	/		6,1	6,2		
SR-08	45+200	10	07/09/2023	5,2		5,2	5,2		
SR-09	47+550	10	09/10/2023	/		/	4,8		
SR-10	48+100	10	08/10/2023	/		/	2,2		

Tableau 2 : Localisation des sondages et essais in -situ réalisés au niveau du secteur du PK 14+900 au PK53+900

PK EXE	PK	Sondage carottés/ puits de reconnaissance	Sondage Pressiométriques
28+333	27+565	SC-05	SP-05
28+403	27+635	SC-06	SP-06
28+818	28+050	PW-25	-
29+017	28+250	SCD-01	SPD-01
29+017		SCD-02	
29+492	28+725	SCD-03	SPD-02
29+492		SCD-04	-
29+767	29+000	PW-26	-
29+767	29+033	SC-07	SP-07
29+767	29+050	SCR-01	SPW-01
30+767	30+000	SCD-05	
30+767	30+050	PW-27	-
30+767	30+160	SC-08	SP-08
30+768	30+450	PW-28	-
30+768	30+460	SC-09	SP-09
30+768	30+800	PW-29	-
31+911	31+144	SC-10	SP-10
32+167	31+400	PW-30	-
32+267	31+500	SCR-02	SPW-02
32+567	31+800	PW-31	-
32+585	31+818	SC-11	SP-11
32+767	32+000	SCD-06	-
32+967	32+200	PW-32	-
32+967	32+200	SCR-03	SPW-03
33+467	32+700	PW-33	-
33+492	32+725	-	SP-12
33+602	32+835		
33+844	33+077	SC-12	SP-13
33+867	33+100	PW-34	-
34+382	33+625	SC-13	SP-14
34+667	33+900	SCR-04	-
34+742	33+875	SC-14	SP-15
34+883	34+116	SC-15	SP-16
35+244	34+477	SC-16	SP-17
35+247	34+480	PW-35	-
35+768	35+000	PW-36	-
35+768	35+004	SC-17	SP-18
36+262	35+494	SC-18	SP-19
36+604	35+835	SC-19	SP-20
36+769	36+000	SCD-07	SPD-03
36+769		SCD-08	-
36+369	35+800	PW-37	-
36+869	36+100	PW-38	-
37+369	36+600	PW-39	-
37+669	36+900	SCR-05	SPW-04
37+769	37+000	PW-40	-

Références bibliographiques

38+269	37+589	PR-41	-
38+582	37+813	SC-20	SP-21
38+869	38+100	PR-42	-
38+883	38+114	SC-21	SP-22
39+136	38+367	SC-22	SP-23
39+255	38+486		
39+369	38+600	PR-43	-
39+519	38+759	-	SPD-04
39+769	39+000	PR-44	-
39+814	39+045	SC-23	SP-24
40+219	39+459	PR-45	-
40+369	39+600	SC-24	SP-25
40+575	39+806		
40+819	40+059	PR-46	-
41+069	40+300	SC-25	SP-26
41+407	40+638	SC-26	SP-27
41+769	41+000	PR-47	-
41+934	41+165	SC-27	SP-28
42+065	41+286		
42+169	41+400	SCR-06	-
42+364	41+595	SC-28	SP-29
42+526	41+757	SC-29	SP-30
42+569	41+800	PR-48	-
42+950	42+189	-	SP-31
42+969	42+200	PR-49	-
44+269	43+500	PR-50	-
44+393	43+624	SC-30	SP-32
44+594	43+825	SC-31	SP-33
44+814	44+045	SC-32	SP-34
45+127	44+258	SC-33	SP-35
45+169	44+400	PR-51	-
45+319	44+559	SCR-07	-
45+542	44+773	-	SP-36
45+569	44+800	PR-52	-
45+825	45+055	SC-34	SP-37
45+969	45+200	SCR-08	SPR-05
46+046	45+277	SC-35	SP-38
46+069	45+300	PR-53	-
46+347	45+578	SC-36	SP-39
46+564	45+795	SC-37	SP-40
46+619	45+859	PR-54	-
46+726	45+879	SC-38	SP-41
46+855	46+100		
46+991	46+222		
47+069	46+300	PR-55	-
47+687	46+817	SC-39	SP-42
47+765	46+859	PR-56	-
47+940	47+179	SC-40	SP-43
48+095	47+325		
48+185	47+415		
48+170	47+400	PR-57	-
48+320	47+559	SCR-09	SPR-06
48+413	47+643	SC-41	SP-44

Tableau 3 : Synthèse des résultats des sondage pressiométriques APD

Etat de con- solidation	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consoli- dation	Classification du site
SP-04-CCM-B (PK26+302)	2	189	10,6	17,9	Sous-consolidé	S3 MEUBLE
	4	146	11,4	12,8		
	6	65	9,8	6,7		
	8	144	20,8	6,9		
	10	139	21	6,6		
	12	265	28	9,5		
	14	451	31,6	14,3		
N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consoli- dation	Classification du site
SP-05-CCM-B (PK28+958)	2	43	6,8	6,3	sous-consolidé	S4 très meuble
	4	37	7,5	4,9		
	6	190	9,6	19,7		
	8	24	4	6,1		
	10	70	9	7,8		
	12	130	11,4	11,4		
	14	31	10	3,1		
N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consoli- dation	classification du site
SP-06-CCM-B (PK 30+038)	2	Essai raté pour cause d'ins- tabilité de la paroi du forage			sous-consolidé	S4 très meuble
	4	55	6,6	8,4		
	6	113	16,6	6,8		
	8	49	11,2	4,4		
	10	204	41,1	5		
	12	154	21,3	7,2		
	14	208	32,4	6,4		
N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consoli- dation	classification du site
SP-07-CCM-B	2	125	26,6	4,7	sous-consolidé	S3
(PK 36+125)	4	226	25,4	8,9	à nor-consolidé	MEUBLE
	6	339	36,6	9,3		
	8	153	20,9	7,3		
	10	183	24	7,6		
	12	215	29,4	7,3		
	14	160	28,6	5,6		
	16	118	17,8	6,6		
	18	236	19,8	11,9		
	20	185	34,1	5,4		
N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consoli- dation	classification du site
SP-08-CCM-B (PK 36+809)	2	68	7,2	9,4	nor-consolidé	S3 MEUBLE
	4	58	7,5	7,7		
	6	99	6,2	5,9		
	8	1666	35,9	46,5	Sur-consolidé	
	10	1517	50,1	30,3		
	12	2055	25,1	82		
	14	522	50,4	10,4		

Références bibliographiques

N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site selon
SP 01 (Passage supérieur PK38+600)	1	29,57	10,37	2,85	sous-consolidé	S3 MEUBLE
	2	97,05	14,44	6,72		
	3	84,05	22,53	3,73		
	4	1229,23	41,46	29,65		
	5	237,12	41,66	5,69		
	6	603,34	41,98	14,37		
	7	62,87	14,98	4,2		
	8	141,93	34,87	4,07		
	9	139,9	29,18	4,79		
	10	211,32	41,8	5,13		
	11	166,2	35,32	4,71		
N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site
SP-10-CCM-B (PK 41+000)	2	205	12,5	16,4	nor-consolidé à sur-consolidé	S3 MEUBLE
	4	64	7,6	8,5		
	6	1622	45,6	35,6		
	8	3089	49,9	61,9		
	10	2861	50	57,2		
	12	2727	50,4	54,1		
N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site
SP3 Passage supérieur PK 43+325	1	37,93	6,04	6,28	sous-consolidé à nor-consolidé	S3 MEUBLE
	2	44,06	10,26	4,29		
	3	58,34	9,36	6,23		
	4	46,21	14,23	3,25		
	5	149,19	18,35	8,13		
	6	170,67	22,57	7,56		
	7	161,09	20,53	7,85		
	8	180,88	22,79	7,94		
	9	301,55	42,03	7,17		
	10	332,87	42,24	7,88		
	11	292,24	42,3	6,91		
N°	Prof, (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site
SP-11-CCM-B (PK 45+S45)	2	260	17,3	15	nor-consolidé	S3 MEUBLE
	4	355	20,4	17,4		
	6	230	16,8	13,7		
	8	88	16,8	5,2		
	10	146	17	8,6		
	12	222	19,2	11,5		
	14	310	23,5	13,2		

Tableau 4 : Synthèse des résultats des sondage pressiométriques

N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site
SP 05 PK 27+565	1	125,5	8,77	14,31	argile norma- lement conso- lidé	S 03 MEUBLE		1	276,67	12,06	22,94	surconsolidé	S2 FERME
	2	97,11	9,22	10,53				2	464,27	12,18	38,12		
	3	97,96	13,51	7,25				3	349,85	27,23	12,85	normale- ment conso- lidé	
	4	184,92	17,77	10,41				4	442,54	32,26	13,72	sous- conso- lidé	
	5	228,54	20,95	10,91				5	411,47	46,97	8,76		
	6	254,67	27,29	9,33			SP 06 27+635	6	349,22	48,98	7,13		
	7	356,73	27,46	12,99				7	321,35	45,28	7,10		
	8	337,9	39,43	8,57				8	396,41	46,18	8,58		
	9	340,61	36,78	9,26				9	397,92	58,1	6,85		
	10	399,42	40,16	9,95				10	429,22	59,78	7,18		
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site
SP 07 29+033	1	257,29	10,3	24,98	surconsolidé	S2 FERME		1	251,98	12,61	19,98	surconsolidé	S 03 MEUBLE
	2	293,12	11,93	24,57				2	264,83	15,25	17,37		
	3	311,74	20,75	15,02	3			152,1	14,9	10,21	normale- ment conso- lidé		
	4	330,29	22,28	14,82	4			199,33	16,53	12,06			
	5	552,04	32,14	17,18	5			123,46	16,34	7,56			
	6	362,19	32,52	11,14	SP 08 30+160		6	302,07	16,51	18,30			
	7	256,3	21,56	11,89			7	196,23	19,34	10,15			
	8	944,33	38,01	24,84			8	237,83	27,05	8,79			
	9	973,35	27,45	35,46			9	278,27	31,44	8,85			
	10	480,94	35,49	13,55			10	359,74	33,24	10,82			
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site
SP 09 30+460	1	179,18	12,82	13,98	normalement consolidé à surconsolidé	S 03 MEUBLE		1	533,52	36,57	14,59	normale- ment conso- lidé	S2 FERME
	2	317,26	12,73	24,92				2	301,52	37,32	8,08		
	3	245,55	14,52	16,91				3	265,38	27,21	9,75		
	4	311,21	15,03	20,71				4	599,73	42,52	14,10		
	5	272,82	18,76	14,54				5	208,2	24,61	8,46		
	6	434,33	29,2	14,87			SP 10 31+144	6	209,6	23,11	9,07		
	7	513,96	37,43	13,73				7	368,89	41,01	9,00		
	8	473,86	29,6	16,01				8	261,16	32,01	8,16		
	9	305,19	15,66	19,49				9	192,84	26,36	7,32		
	10	279,17	14,74	18,94				10	276,63	26,86	10,30		
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site
SP 11 31+818	1	185,06	13,76	13,45	normalement consolidé à surconsolidé	S2 FERME		1	164,36	12,53	13,12	normale- ment conso- lidé à sur- consolidé	S 03 MEUBLE
	2	365,67	13,16	27,79				2	201,48	12,32	16,35		
	3	255,94	19,93	12,84				3	357,71	11,17	32,02		
	4	390,57	28,89	13,52				4	325,04	12,45	26,11		
	5	451,19	39,63	11,39			SP 12 32+725	5	326,77	12,76	25,61		
	6	358,91	21,54	16,66				6	124,35	11,13	11,17		

	7	270,97	28,96	9,36				7	294,8	14,51	20,32		
	8	578,73	41,35	14,00				8	292	14,13	20,67		
	9	362,81	38,37	9,46				9	263,48	15,26	17,27		
	10	722,04	43,45	16,62				10	1150,69	14,11	81,55		
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de conso- lidation	classification du site
SP 13 33+077	1	384,05	10,19	37,69	normalement consolidé à surconsolidé	S 03 MEUBLE		1	187,09	13,75	13,61	normale- ment conso- lidé à sur- consolidé	S2 FERME
	2	325,04	12,21	26,62				2	331,22	13,15	25,19		
	3	329,71	15,08	21,86				3	258,71	19,95	12,97		
	4	369,12	23,02	16,03				4	394,92	29,76	13,27		
	5	135,84	18,56	7,32				5	456,29	39,7	11,49		
	6	519,41	40,58	12,80			SP 14 33+625	6	362,81	21,54	16,84		
	7	446,93	37,22	12,01				7	264,42	29,17	9,06		
	8	301,21	40,37	7,46				8	585,06	42,19	13,87		
	9	458,39	34,16	13,42				9	364,79	38,31	9,52		
	10	382,05	34,5	11,07				10	729,93	43,5	16,78		

Références bibliographiques

N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site		
	1	166,18	12,52	13,27	normalement consolidé à surconsolidé	S 03 MEUBLE		1	77,3	7,25	10,66	normalement consolidé	S 03 MEUBLE		
	2	203,72	12,3	16,56				2	80,24	9,11	8,81				
	3	361,71	11,18	32,35				3	99,72	9,49	10,51				
	4	328,5	12,47	26,34				4	148,48	11,41	13,01				
	5	330,22	12,69	26,02				5	261,96	12,61	20,77				
SP 15	6	125,67	11,12	11,30	33+975		SP 16	6	166,35	14,98	11,30				
7	298,17	14,51	20,55	34+116			7	50,2	7,21	6,96					
8	295,41	14,15	20,88	8			152,1	14,79	10,28						
9	266,53	15,15	17,59	9			196,97	26,37	7,47						
10	1163,9	14,08	82,66	10			197,89	29,28	6,76						
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Etat de consolidation	classification du site		
	1	152,53	8,38	18,20	normalement consolidé	S 2 FERME		1	308	15,4	7	sous-consolidé	S 03 MEUBLE		
	2	99,7	11,42	8,73				2	93	14,6	6,4				
	3	211,56	15,96	13,26				SP-18	3	355	16,6			9,3	
	4	424,01	26,17	16,20				35+004	4	62	4,9			12,6	
	5	281,66	26,06	10,81				5	64	9	7,1				
34+477	6	296,92	31,47	9,44			6	344	21,9	6,6					
7	363,64	42,03	8,05	7			338	21,2	6,5						
8	278,91	35,78	7,80	8			170	23,3	7,3						
9	684,69	40,46	16,92	9			79	11,8	6,7						
10	677,69	40,56	16,71	10			90	21,4	4,2						
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site		
	1	36	4,1	8,7	sous-consolidé	S 03 MEUBLE		1	58	3,2	18,2	sous-consolidé à normalement-consolidé	S 03 MEUBLE		
	2	46	8,2	5,6				2	59	9,3	6,4				
	SP-19	3	4190	49,7				84,3	3	125	11,3			11,1	
	35+494	4	4142	49,8				83,1	SP-20	4	181			16,3	11,1
	5	81	10	8,1				35+835	5	96	12,1			7,9	
	6	137	10,8	12,7	normalement consolidé			6	120	18,5	6,5				
	8	128	10,9	11,8				7	254	20,7	7,5				
	9,5	139	11,1	12,5				8	146	18,9	7,7				
								9,5	254	19,3	8				
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site		
	1	24	2,8	8,6	sous-consolidé	S 04 TRES MEUBLE		4	76	10,1	7,5	sous-consolidé	S 03 MEUBLE		
	2	91	6,5	14,1				5	895	49,9	17,9				
	3	94	11,4	8,3				SP-22	6	133	18,5			7,2	
	4	795	47,9	16,6				38+114	7	99	12,9			7,7	
	SP-21	5	117	12,5				9,4	8	132	15,2			8,7	
37+813	6	37	7,6	4,9	9	89	9,3	9,6							
	7	85	12,8	6,6	Interprétation	classification du site		10	172	18,9	9,1	Interprétation	classification du site		
	9	85	12,9	6,6											
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site		
	4	71	9,3	7,6	sous-consolidé	S 03 MEUBLE		1	167	16,4	10,2	sous-consolidé	S 03 MEUBLE		
	5	93	16,4	5,7				2	120	14,6	8,2				
	6	93	10,2	9,2				3	186	13,7	13,6				
	SP-23	7	159	22,9				6,9	SP-24	4	129			14,6	8,8
	38+367	8	187	23				8,1	39+045	5	106			12,8	8,3
	9	163	19,4	8,4	nor-consolidé	classification du site		6	75	10,9	6,9				
	10	188	10,2	18,4				7	107	13	8,2				
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site		
	1	113	9,2	12,3	Sol moy -compacte	S 03 MEUBLE		9	105	13,1	8	Sol moy -compacte	S 03 MEUBLE		
	2	137	10,2	12,9				1	89	10,6	8,4				
	SP-25	3	794	18,4				43,2	2	93	16,6			5,6	
	39+600	4	102	9,5				10,8	3	90	12,8			7	

	5	234	10,6	22				SP-26	4	51	10,9	4,7		
	6	177	8,8	20,1				40+300	5	130	15,7	8,3		
	7	330	12,8	25,8					6	122	23,2	5,3		
	8	283	14,9	19					7	79	11,6	6,8		
	9	72	9,5	7,6					8	87	15,2	5,7		
	10	208	13,2	15,7					9	236	19,4	12,1		
									10	145	13,6	10,7		
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interpréta- tion	classificati on du site	
	1	132	6,2	21,5	Sols mous (Classification selon la pression limite	S 04 TRES MEUBLE		1	19	2,1	9,1	Sol lâche	S 04 TRES MEUBLE	
	2	1113	7,6	147,2				2	27	2,1	12,7			
	3	152	8,7	17,6				3	36	3,5	10,3			
SP-27	4	131	6,5	20			41+165	4	9	2,6	3,5	Sol moy - compacte		
40+638	5	25	6,1	4,1				6	77	11	7			
	6	74	10,8	6,9				8	93	13	7,1			
	7	74	10,7	6,9	Alluvion Moy- Compacte (classification selon la pression limite		9,5	93	13,1	7,1				
	8	53	14,9	3,6										
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interprétation	classification du site	N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	E/ PL	Interpréta- tion	classification du site	
	1	772	33,3	23,2	sous-consolidé	S 03 MEUBLE		1	534	36,6	14,6	Argile com- pacte	S 03 MEUBLE	
	2	318	36,9	8,6				2	476	41,5	11,5	Grès altérés		
	4	104	10,8	9,6				SP-30	3	316	30,8	10,3		
SP-29	5	111	17	6,5			41+757	5	174	11	15,9	Argile com- pacte		
41+595	6	316	15,1	20,9				6	133	19,1	7	(classifica- tion selon la pression li- mite)		
	7	238	19,1	12,5	nor-consolide			7	101	16,4	6,2			
	8	162	9,6	16,9			8	126	15,9	7,9				
	9,5	53	15,5	3,4			9	114	20,3	5,6				
							10	155	10,7	14,5				

Références bibliographiques

Tableau 5 : synthèse des résultats obtenus dans les essais de caractérisation sur les échantillons intacts et remaniés de sondage carottés

Référence Sondage	PK	Profondeur (m)	Paramètres physiques				Limite d'Atterberg		VBS (%)	Analyse granulométrique			Cisaillement à la boîte				Gonf. libre Pg (bars)	Rc (bars)	Brésilien Rt (bars)	Essai Oedométrique			analyses chimiques				
			W (%)	γ _d (t/m³)	γ _h (t/m³)	Sr (%)	WL (%)	Ip (%)		< 2mm	< 80μ	< 63μ (%)	Cu (bars)	φ (°)	C' (bars)	φ' (°)				Cc (%)	Pc (bars)	Cg (%)	SO4- (Mg/Kg)	CL (%)	CAC03 (%)	MO (%)	PH
SC-05	28+333,415	5-5,2	12,08	1,88	2,11	79,61	19,00	10,00	1,00	100,00	54,71	27,36	0,32	30,63	0,19	35,46				11,63	0,82	0,89	1977,60	0,28	5,56		
SC-06	28+403,318	0,80-1,50					34,83	18,17		11,00	24,71	11,00											Traces	0,34	31,19	3,29	8,10
		2,3-2,6	13,78	1,94	2,21	99,78	30,00	19,00	0,398	97,35	57,83	30,84	1,03	15,14	0,19	29,52				12,96	1,86	1,66	1936,40	0,18	2,78		
		3,00-4,00								41,00	83,54	35,00															
		8,00-8,30																179,10					2430,80	0,21	6,48		
SC-08	30+767,689	2,15-2,5	15,45	1,82	2,1	88,22	24,00	13,00	0,999	99,40	61,27	29,02	0,21	18,03	0,18	28,90				12,96	1,18	0,78	2513,20	0,18	4,63	93,30	
		4,7-5	12,44	1,91	2,15	85,09	35,00	22,00	1,59	97,20	47,98	29,70	0,65	24,37	0,23	28,52				11,29	0,7	1,99	2595,60	0,32	7,41	97,83	
		6,5-6,8	11,73	1,93	2,16	83,32	33,00	20,00	1,20	98,82	55,68	38,85	0,86	21,31	0,17	23,10				14,62	0,77	1,44	2513,20	0,28	4,63		
		8,6-8,9	12,76	1,89	2,13	84,09	28,00	17,00	1,37	97,42	44,40	27,88	1,35	15,56	0,16	21,57				13,62	1,34	2,57	2060,00	0,18	6,02		
SC-09	30+767,989	6-6,3	11,24	1,93	2,15	79,84	39,00	27,00	3,80	94,59	66,71	39,05	1,12	22,84	0,24	23,89				19,6	3,19	4,78	1895,20	0,21	15,28		
SC-11	32+585,524	3-3,35	6,24	2,11	2,24	64,61	32,00	22,00	1,60	88,99	52,23	33,18	1,10	17,19	0,17	19,44				41,19	5,09	3,45	1689,20	0,28	18,52	97,46	
		3,5-3,8	10,78	1,93	2,14	76,58	37,00	24,00	1,19	75,65	43,95	31,79	0,68	14,76	0,48	15,75				18,6	1,3	3,65	2636,80	0,14	8,80	96,96	
SC-12	33+844,436	2,2-2,55	17,66	1,79	2,11	97,41	43,00	28,00	0,800	86,32	67,75	42,54	0,36	21,06	0,19	25,52				17,27	1,81	4,07	2183,60	0,25	7,40	6,91	
SC-14	34+742,312	2-6-3	13,1	1,84	2,08	77,47	25,00	14,00	0,400	98,03	40,47	20,24	0,35	22,56	0,12	34,53				14,28	0,61	0,66	2142,40	0,25	4,63	97,85	
		6-6,3	30,67	1,45	1,9	98,21	46,00	29,00	1,60	100,00	99,70	65,76	0,39	5,94	0,31	20,86				26,24	0,96	3,21	2348,40	0,18	26,48	93,34	
SC-15	34+883,285	2,5-2,6	21,3	2,19	2,66	100,00	41,00	24,00	1,30	99,78	97,69	45,59	0,27	12,98	0,25	21,73				24,58	2,08	4,82	2884,00	0,28	20,37	5,01	
		5-5,4	20,5	1,63	1,97	86,81	Non Mesurable		1,00	99,70	45,35	18,80	0,26	29,31	0,19	36,24				13,62	1,56	1,00	2101,20	0,25	38,43		
SC-16	35+244,252	2,5-2,8	16,96	1,72	2,01	83,12	33,00	20,00	1,00	100,00	87,50	43,75	0,59	16,65	0,29	22,66				11,63	0,78	1,33	2266,00	0,32	17,13	5,51	
		2,8-3	12,56	1,89	2,13	82,77	24,00	13,00	0,798	100,00	54,31	27,16	0,38	26,10	0,24	32,72				14,28	0,66	1,33	2142,40	0,28	19,44	6,18	
SC-17	35+768,243	5,20-5,60	21,14	1,69	2,05	98,62	31,00	16,00		98,52	69,13	/			0,30	30,24				11,96	0,98	1,22					
		8,80-9,15	14,02	1,93	2,20	99,59	31,00	20,00		94,24	65,49	/			0,11	30,33											
		9,45-9,80	14,27	1,86	2,13	89,03	33,00	23,00		86,25	65,55	/			0,65	16,57			14,28	1,13	1,66						
SC-18	36+262,000	1,85-2,10	12,77	1,83	2,07		46,78	23,90					0,11	18,78					19,93	1,06	4,21	Traces	0,23	43,59	3,07	7,75	
SC-19	36+604,033	0,50-1,00					31,79	15,16		42,00	64,49	27,00											Traces	0,34	8,61		8,00
		5,60-5,80	11,65	1,77	1,98	59,87	39,71	20,12		48,00	80,09	30,00															
		8,50-8,75	11,88	1,94	2,19	81,88	40,40	23,51		27,00	78,20	25,00															
SC-20	38+582,319	1,60-2,00	9,84	1,89	2,08		36,54	21,79														Néant	0,43	45,39	4,38	7,70	
SC-21	38+883,278	2,50-3,00	17,70	1,77	2,08	90,37	40,97	20,94		90,55	59,70	56,95						515,50									
		5,30-5,50																									
		6,30-6,65	16,00	1,84	2,13	90,00	43,30	1,50		89,93	61,47	58,64			0,49	15,80				8,30	0,77	2,10	Traces	0,08	Traces	0,05	7,41
SC-22	39+136,330	1,00-1,50					36,86	17,65		50,00	36,67	14,00										Traces	0,29	6,26		8,00	
		4,00-4,50								62,00	15,81	6,00															
		9,05-9,40					37,79	19,01		31,00	58,14	12,00															
SC-23	39+814,468	3,30-3,60	20,07	1,67	2,01		43,49	27,44					0,60	18,60					14,28	3,05	7,09						
		6,00-6,50	17,41	1,78	2,08		47,49	26,93					0,21	21,58					18,60	3,82	5,43	Traces	0,14	6,52	4,74	7,81	
		6,90-7,25																				Traces	0,10	Traces	Traces	7,36	
SC-24	40+369,559	4,65-5,00	8,09	1,72	1,88		30,47	16,59					0,37	22,61					23,92	1,26	1,77	Traces	0,26	30,29	5,95	7,90	
		5,85-6,20	11,98	1,76	1,97		37,79	14,60		0,53	16,99								24,91	3,05	6,42						
SC-25	41+069,525	2,20-2,40	19,65	1,67	1,99		34,19	21,09																			
		5,50-6,00	19,15	1,69	2,02		34,11	20,33														Traces	0,14	30,66	4,05	7,88	
SC-26	41+407,425	1,30-1,60	21,79	1,63	1,98	89,10	43,13	22,23		97,06	61,27	58,45			0,51	19,00				16,70	0,30	1,70	720,00	0,10	24,97	0,36	7,10
		3,30-3,60	17,20	1,78	2,09	89,59	44,01	0,06		96,47	63,94	61,00			0,50	21,50				10,40	0,28	2,00					
SC-27	41+934,379	0,50-1,00					24,98	8,35		50,00	57,89	22,00										Traces	0,35	14,68	3,78	8,40	
		3,00-3,50					31,70	13,75		39,00	58,99	25,00															
		6,50-7,00								21,00	12,69	6,00															
SC-28	42+364,379	7,20-7,50	11,73	1,88	2,10	72,53	39,22	19,12		97,69	55,39	52,84			0,68	16,00				14,30	1,09	4,60	620,00	0,07	2,27	Traces	7,20
		9,10-10,20	16,51	1,78	2,08	86,61	39,13	20,97		88,33	58,94	56,23			0,64	14,40				11,90	0,28	2,20					
SC-29	42+526,379	4,00-5,00																611,40									
		6,90-7,25	20,35	1,65	1,98	85,58	53,13	26,03		97,87	90,50	86,34			0,67	17,20				9,70	0,60	2,20					
SC-30	44+393,413	1,20-1,50	3,77	2,38	2,47	88,06												40,69									
SC-31	44+594,413	6,30-6,70	9,88	2,03	2,23	85,72	28,00	12,00		88,10	52,41	/			0,22	26,08				9,63	0,99	0,89					
		0,80-1,60				35,10	19,86			40,00	21,88	8,00										Traces	0,47	6,41	3,18	7,80	
		2,00-2,60				36,70	20,46			54,00	33,25	12,00															
SC-32	44+814,413	4,00-4,30	14,90	1,74	1,99	36,50	20,19			50,00	53,63	20,00															
		1,20-2,40																									

Références bibliographiques

[illegible]

Références bibliographiques

[illegible]

Tableau 6 : Aperçu des résultats des essais de laboratoire (essais d'identification, essais Proctor et essais CBR)

Puits	PK	Nature lithologique	Prof (m)		W(%)	Analyses granulométriques			Densité	Limites d'Atterberg			Essais Proctor Modifiée		VBS	Analyse chimique	Classification		
			<2 mm	< 80µm		<50mm	δd	WL	WP	IP	δd OPM	W OPM	(%)	MO			GTR	UIC	
			De	à		(%)	(%)	(%)	t/m3	(%)	(%)	(%)	t/m3	(%)			(%)	(%)	/
PU 04 CM-B	PK 28+ 400	Argile limoneuse, graveleuse peu plastique et humide de couleur jaunâtre, Présence de concrétions carbonatées	0.60	2.50		94.50	59.20		1.76	45	25	20	1.90	8	3.83	1.52	A2	QsL	
PU 18 CM-B	PK 33+ 625	Sable légèrement argileux	1.00	4.00		91	42.91	/	1.80	22.71	12.10	10.61	2.22	6.70	0.66	/	A1	QsL	
PU 06 CM-B	PK 34+ 156	Argile limoneuse, graveleuse peu plastique et humide de couleur jaunâtre, Présence de concrétions carbonatées	1.50	1.80		94.50	59.20	/	1.80	36	21	15	1.90	8	3.19	2.56	A2	QsL	
PU-02-CCM-B	PK 34+ 625	Limon argilo-sableux, beige	0,8	2,7	11	99	49	21	1,15	Non mesurable			1,83	12	0,99				
PU-03-CCM-B	PK 35+ 500	Argile limoneuse, marron foncé, à précipitations carbonatées blanchâtres	0,4	1,5	10	100	93	22	1,67	21	15	6	1,69	12,5	1,8				
PU 07 CM-B	PK 37+ 813	Argile limoneuse, graveleuse peu plastique et humide de couleur brunâtre	0.10	4.00		100	94.70	/	1.68	43	25	18	1.76	10	3.25	2.04	A2	QsL	
PU 19 CM-B	PK 40+ 600	Argile légèrement sableuse	1.00	4.00		99	70.27	/	1.72	37.44	15.61	21.83	1.96	9.80	2.33	/	A1	QsL	
PU 20 CM-B	PK 41+ 350	Galets de grès dans une matrice argilo sableuse	0.30	4.00		65	22.68	/	1.62	43.34	21.00	22.34	2.05	8.90	1.50	/	A2	QsL	
PU 09 CM-B	PK 43+ 868	Argile limoneuse, graveleuse, présence de concrétions carbonatées peu plastique et humide de couleur jaunâtre.	0.30	4.00		92.80	63.20	/	1.72	43	25	19	1.91	12	4.66	1.73	A2	QsL	
PU-01-RCM-B	PK 46+ 600	Argile limoneuse, raide, à traces d'oxydation et marmorisation, avec présence de blocs de grès ayant produit reflux à 2.40m.	0,5	2,4	16	96	66	46	1,77	36	17	19	1,62	11,6	2,56				

Références bibliographiques

PU-02-RCM-B	PK 48+ 250	Argile limoneuse, très caillouteuse, avec présence de blocs ayant produit refus à 1,50m	0	1,5	5	88	34	16	1,82	16	12	4	1,96	9,3	0,37			
PU-03-RCM-B	PK 48+ 410	Argile limoneuse, raide, avec présence de cailloux ayant produit refus à 2,20m	0,8	2,2	12	91	71	41	1,81	33	12	21	1,8	12,2	1,13			
PU-04-RCM-B	PK 48+ 540	Argile limono-sableuse, très raide, à traces d'oxydation et marmorisation, ayant produit refus à 1,50m	0,8	1,5	10	97	61	29	1,87	29	13	16	1,82	12,31	1,97			
PU 10 CM-B	PK 48+ 584	Argile limoneuse, graveleuse, présence de concrétions carbonatées légèrement plastique et humide, compacte de couleur brunâtre.	0,50	4,00		93,50	58,80	/	1,67	29	19	10	1,77	10	2,07	1,83	A1	Qs1
PU-05-RCM-B	PK 48+ 700	Argile limono-sableuse, brunâtre à beige, ayant produit refus à 1,40m	0,7	1,4	13	99	83	41	1,87	36	13	23	1,74	13,68	1,4			
PU-06-RCM-B	PK 48+ 875	Limon argilo-sableux, brun foncé à marron, très raide, ayant produit à 2,0m	0	2	9	97	54	27	1,79	25	8	17	1,87	10,47	1,4			

Tableau 7 : Aperçu des résultats des essais de laboratoire (essais d'identification, essais Proctor et essais CBR)

Référence Puits	PK	Profondeur (m)	Paramètres physiques	Limite d'Atterberg		VBS (%)	Analyse granulométrique		ES (%)	Essai Proctor		Essai CBR						Classification		
			W (%)	WL (%)	Ip (%)		< 2mm	< 80µ		γ_{max} (t/m³)	W_{opt} (%)	CBR _{10 C/C}	γ_{10} (t/m³)	CBR _{25 C/C}	γ_{25} (t/m³)	CBR _{55 C/C}	γ_{55} (t/m³)	Classe de portance	UIC	GTR
PR-23	27+300	3	9,26	23,00	11,00	0,698	99,20	65,15	/	1,94	8,20	2,55	1,72	4,27	1,84	5,69	1,90	S3	QS0	A ₁ h
PR-24	27+750	3	15,97	52,00	34,00	1,267	83,84	66,14	/	1,81	14,40	1,95	1,61	2,47	1,78	3,15	1,81	S4	QS1	A ₃ m
PR-25	28+050	3	4,52	Non Mesurable		0,844	82,81	19,99	23,16	2,01	8,70	7,88	1,87	13,05	1,96	13,70	2,01	S2	QS2	B ₂ S
PR-26	29+000	3	6,92	Non Mesurable		0,775	57,17	21,93	16,79	2,00	8,60	5,57	1,88	11,54	1,97	15,40	2,00	S2	QS2	B ₂ S
PR-27	30+050	3	12,15	46,00	26,00	1,136	69,97	46,92	/	1,87	10,50	2,32	1,72	2,55	1,84	3,22	1,87	S4	QS0	B ₄ h
PR-28	30+450	3	15,25	42,00	27,00	1,933	92,04	59,12	/	1,90	9,80	2,02	1,79	2,55	1,84	3,22	1,90	S4	QS0	A ₃ th
PR-29	30+900	3	13,75	41,00	25,00	1,770	95,52	67,42	/	1,84	11,80	2,10	1,71	2,47	1,79	3,52	1,84	S4	QS0	A ₂ h
PR-30	31+400	3	8,3	25,00	12,00	1,070	95,70	36,32	/	1,98	9,60	3,60	1,85	4,72	1,92	5,52	1,97	S3	QS2	B ₂ S
PR-31	31+800	3	5,67	Non Mesurable		0,095	88,50	14,33	23,54	2,07	8,00	12,54	1,94	27,90	2,06	40,84	2,07	S0	QS2	B ₂ S
PR-32	32+200	3	16,24	Non Mesurable		1,00	99,90	41,70	16,82	1,93	11,80	5,67	1,71	10,15	1,84	12,04	1,92	S2	QS0	B ₂ th
PR-33	32+700	3	7,78	Non Mesurable		0,700	99,83	46,55	7,58	1,91	12,10	5,47	1,72	6,52	1,82	7,33	1,90	S3	QS2	B ₂ S
PR-34	33+100	3	8,72	19,00	8,00	0,190	92,10	35,48	/	2,06		4,04	1,93	4,37	2,03	6,37	2,05	S3	QS1	B1

Références bibliographiques

UNITES GEOLOGIQUES :

Unité 1 : Colluvions dans une matrice argilo-limoneuse

	Paramètres physiques		Limites d'Atterberg		Analyse granulométrique%			Cisaillement CD		Essai Oedométrique		
	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	WL (%)	Ip (%)	< 2mm	< 80 μ	< 63 μ (%)	C' (bars)	ϕ' (°)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)
MIN	1,52	1,73	32	16	94	84,3	20,9	0,38	22	0,02	12,00	0,02
MAX	1,75	2,09	46,84	22,19	100	98,5	31,8	0,4	25,76	1,48	29,00	0,05
MOYENNE	1,62	1,9	41,61	19,4	98	90,05	26,35	0,39	23,88	0,84	22,00	0,04

Unité 2 : Argile limoneuse, argile graveleuse, argile sableuse, argile, limon argilo-sableux

	Paramètres physiques		Cisaillement à la boîte				Essai Oedométrique		
	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Cu (bars)	ϕ_u (°)	C' (bars)	ϕ' (°)	Cc (%)	Pc (bars)	Cg (%)
MIN	1,41	1,77	0,21	11,86	0,07	12,00	5,00	0,90	0,01
MAX	2,16	24,30	1,61	36,50	1,40	37,40	27,00	3,85	2,00
MOYENNE	1,81	2,46	1,17	16,64	0,41	23,94	15,71	1,37	1,08

Unité 3 : Sable, sable argileux

	Paramètres physiques		Cisaillement à la boîte				Essai Oedométrique		
	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Cu (bars)	ϕ_u (°)	C' (bars)	ϕ' (°)	Cc (%)	Pc (bars)	Cg (%)
MIN	1,52	1,70	0,35	21,06	0,35	27,69	6,00	0,76	0,01
MAX	1,85	2,15	0,50	32,25	0,70	36,73	17,27	2,90	1,50
MOYENNE	1,73	2,02	0,40	25,29	0,48	31,78	12,46	1,38	0,62

Unité 4 :

	Paramètres physiques			Limite d'Atterberg		Analyse granulométrique		
	W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	WL (%)	Ip (%)	< 2mm	< 80 μ	< 63 μ (%)
MIN	16,80	1,8	2,11	26	15	21,00	12,05	0,99
MAX	16,80	1,8	2,11	41	17	94,18	58,99	25,00
MOYENNE	16,80	1,8	2,11	33	16	58,02	37,78	8,98

Unité 5 : Galets de grès à des blocs de grès à matrice sableuse (complexe alluvionnaire)

	Paramètres physiques	Limite d'Atterberg		Analyse granulométrique			Paramètres mécaniques
	γ_d (t/m ³)	WL (%)	Ip (%)	< 2mm	< 80 μ	< 63 μ (%)	Rc (bars)
MIN	1,65	30,07	13,68	37,00	10,43	3,00	45,62
MAX	1,67	30,07	13,68	63,00	42,27	16,50	80,85
MOYENNE	1,66	30,07	13,68	54,50	23,22	8,88	63,24

Références bibliographiques

Unité 7 : Grès, alternance d'argile, marne et grès, marnes (Formation de Numidie)

Grès

	Paramètres physiques		Cisaillement à la boîte		Rc	Brésilien
	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	C' (bars)	ϕ' (°)	Rc (bars)	Rt
MIN	1,47	1,85	18,36	0,11	19,47	29,2
MAX	2,56	2,52	25	0,13	34,45	79,2
MOYENNE	2,25	2,27	21,68	0,12	26,96	57,8

Marne

	Paramètres physiques		Cisaillement à la boîte				Essai Oedométrique			Rc	Brésilien
	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Cu (bars)	ϕ_u (°)	C' (bars)	ϕ' (°)	Cc (%)	Pc (bars)	Cg (%)	Rc (bars)	Rt (bars)
MIN	1,49	1,86	0,26	9,65	0,23	20,63	4,00	0,7	0,01	20,30	3,10
MAX	2,10	2,30	1,35	29,31	0,79	33,34	24,58	3,19	4,82	28,70	11,40
MOYENNE	1,78	2,34	0,73	20,71	0,37	23,45	19,41	1,03	1,72	24,60	7,25

Tableau 8 : Caractéristiques mécaniques et physiques

SECTION	PK	H MAX	SONDAGE	Lithologie	γ (kn/m ³)	Essai Oedométrique			Essais cisaillement			
						Cc (%)	Pc (Kpa)	Cs (%)	Cu (Kpa)	ϕ_u	C' (Kpa)	ϕ'
PK 28+500 au PK 29+650	29+250	35	SCD-02	Argile graveleuse	18	/	/	/	98	20,35	25	21,30
				Argile grisâtre compact	18	/	/	/	48	21,90	29	21,85
				Argile graveleuse caillouteuse	18	/	/	/	41	9,65	23	20,71
									73	18,47	21	19,82
PK 31+800 au PK 32+775	32+350	15	SCR-3 /SP-11	Dépôt Alluvionnaire suivi par la couche de la marne	18	17,61	177	1,66	/	/	30	15,38
PK 34+075 au PK 34+650	34+350	6,58	SC-13/SP-14	Galets fragmenté suivi par des grès intercalés par des joints de sable	18	/	/	/	5,0	30,0	/	/
PK 35+800 au PK 36+400	36+150	7,11	SC-18/SP-19	Alluvions	18	/	/	/	/	/	5	35
				Argile sableuse brunâtre	20	19,93	106	4,21	11	18,8		
				Argile limoneuse graveleuse	19	17,94	218	5,65	/	/	37	22,1
					19	12,96	142	2,99	/	/	20	24,82
PK 42+000 AU PK 42+300	42+170	6	SCR-06/SP-29	Sable fin à moyen	17	/	/	/	/	/	0	28
				Argile sableuse brunâtre	20	16,45	136,5	1,0825	/	/	/	/
				Alluvions	18	/	/	/	/	/	5	35
					20	11,7	90	0,8			60	28,94
PK 44+350 au PK 44+600	44+400	3,9	SC-33/SP-32	Argile sableuse brunâtre	20	14,4	115	1,1			85	20,88
				Argile noirâtre parfois graveleuse	19	23,4	146	1,4			40	37,4
				Argile sableuse brunâtre	20	15,1	140	0,7	50	35	40	36
					18	/	/	/	/	/	5	35
PK 45+000 AU PK 46+000	45+320	5,4	SCR-07/SP-36	Alluvions	17	/	/	/	/	/	0	28
				Sable fin	18	/	/	/	/	/	5	35
	45+970	8,6	SCR-08/SPR-05	Alluvions	17	/	/	/	/	/	0	28
				Sable fin	18	/	/	/	/	/	5	35
PK 46+000 AU PK 46+400	46+325	7,4	SC-36/SP39	Blocs de grès dur	23	/	/	/	/	/	5	38
				Sable fin à moyen	17	/	/	/	/	/	0	28
				Sable argilo-limoneux noirâtre	20	16,8	76	0,9	/	/	35	30,92
					22	/	/	/	/	/	50	40
PK 48+075 AU PK 48+600	48+320 (Remblais Renforcé par MS)	13	SCR-09/SPR-06	Grès calcaire grisâtre dur	22	/	/	/	/	/	(Selon APD)	
				Sable moyen avec des blocs de grès	17	/	/	/	/	/	0	28
					24	/	/	/	/	/	50	40
				grès calcaire grisâtre dur	24	/	/	/	/	/	(selon APD)	