

République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Saad Dahleb de Blida 1

Faculté de Technologie

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Géotechnique

Thème :

**ETUDE DE RENFORCEMENT D'UN TERRAIN RÉSERVÉ POUR LA
REALISATION D'UNE NOUVELLE GARE MARITIME AU SEIN DU
PORT DE LA WILAYA D'ANNABA.**

Présenté par :

- Yousra FLITTA
- Habiba ZITOUNI

Encadré par :

Dr. Yacine SAIL

Co-promoteur :

Abderraouf ZITOUNI

Promotion 2021/2022

Remerciements

La réalisation de ce modeste travail a été possible grâce au bon dieu le tout puissant et le miséricordieux pour le courage, la volonté, la patience et la santé qu'il nous a donné durant toutes ces années d'études.

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

Nos sincères remerciements vont aussi au Pr. Ali BOUAFIA de nous avoir transmis son savoir dans ce domaine et d'être toujours à notre disposition pour répondre à nos questions.

Nous remercions profondément notre co-promoteur, l'ingénieur chef des projets géotechniques de l'entreprise EGIS France, M. Abderraouf ZITOUNI 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.

Les étudiants de notre promotion géotechnique 2021/2022

Un grand merci à tous.

Dédicace

A l'aide de dieu tout puissant, qui m'a tracé ce chemin, j'ai pu réaliser ce travail que je dédie avec un énorme plaisir à :

Mes chers parents, je ne peux trouver les mots justes et sincère pour vous exprimer ma reconnaissance. Vous m'aviez toujours offert soutien et réconfort. J'espère que vous êtes fiers de votre petite fille. Je prie dieu de vous accorder le meilleur dans ce bas monde et dans l'au-delà.

Mes grands frère et sœur Adel et Bouchra, pour leur soutien moral tout le long de mes études.

Ma chère copine et binôme Habiba, pour tous les moments agréables que nous avons passés ensemble. Tu es ma plus belle rencontre à l'université. Et à son frère Abderraouf d'être là pour nous quand personne n'y été, sans toi, ce travail n'aurait pas vu le jour. Je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A toute ma famille et à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

F. YOUSRA

إهداء و شكر

أولاً و قبل كل شيء، الحمد لله حمداً كثيراً طيباً مباركاً فيه على كرمه و توفيقه لنا، الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات، و بتوفيقه تدرك المقاصد و الغايات.

بمشاعر فرح و فخر و احترام اهدي هذا العمل المتواضع

إلى من رباني و رباني و سمر على تربيته أحسن تربية و كان المعلم و الأستاذ الراشد. إلى من كلفه الله بالصيبة و الوقار، إلى من أحمل اسمه بكل افتخار، إلى من علمني العطاء دون انتظار، إلى روحه الطاهرة التي فارقتنا مبكراً.

أبي الغالي البروفسور زيتوني زين العابدين رحمه الله

إلى مرشدتي و ناصحتي و قرة عيني و كل ما املك، التي بفضل وجودها و دعائها وفقته في هذا العمل. إلى أمي الحبيبة.

إلى عائلتي، أخواتي إيمان، سارة و جدي، إخوتي زكريا، عبد الرحيم و أخى بالذكر أخي عبد الرؤوف الذي سمر على نجاح هذا العمل بكل ما استطاع من إرشادات قيمة رغم بعده و ضيق وقته. و إلى خطيبي الذي لم يقصر في دعمه لي في هذا العمل.

أختي و رفيقة دربي في الحلوة و المرة، كل الشكر و التقدير و الحب لزميلتي فليته يسرى النبي بانضباطها و حرسها و اجتهادها و صبرها وفقنا في مسيرتنا الدراسية و نهاية بهذا العمل.

إلى كل من ساهم في هذا العمل المتواضع و إلى كل أستاذ رافقنا في مسيرتنا الدراسية في قسم الهندسة المدنية.

زيتوني حبيبة

ملخص:

يتناول هذا العمل الحالي دراسة تدعيم أرضية ميدان ذات خصائص ضعيفة مخصصة لإنشاء محطة بحرية جديدة في ميناء عنابة. النتائج التي تم الحصول عليها من حملة الاستطلاع الجيوتقنية تم تفسيرها بهدف تمييز ليثولوجية الموقع المدروس وإنشاء نموذج للتضاريس. من أجل الحد من قيمة التراص، تم التحقيق في تقنية تدعيم التربة بواسطة أعمدة صلبة مع إزاحة الأرض.

الكلمات المفتاحية: تدعيم التربة، تربة قابلة للانضغاط، ترانس، الأساسات، أعمدة صلبة، نمذجة رقمية.

Résumé :

Ce présent travail traite une étude de renforcement d'un terrain présentant de faibles caractéristiques et destiné à recevoir un projet de réalisation d'une nouvelle gare maritime au port d'Annaba. Les résultats obtenus de la campagne de reconnaissance géotechnique ont été interprétés dans le but de caractériser la lithologie du site étudié et d'établir un modèle de terrain. Dans le but de limiter la valeur du tassement dans le sol, une technique de renforcement de sol par inclusions rigides a été proposée comme solution.

Mots clés : Renforcement de sol, sols compressibles, Fondations, tassement, Inclusions rigides, Modélisation numérique.

Abstract:

This present work deals with a study of reinforcement of a terrain presenting weak characteristics intended for the realization of a new maritime station at the port of Annaba. The results obtained from the geotechnical recognition campaign were interpreted with the aim of characterizing the lithology of the site studied and establishing a terrain model. In order to limit the value of the settlement, the technique of soil reinforcement by rigid inclusions with ground displacement was investigated as solution.

Key words : Soil reinforcement, compressible soils, foundations, settlement, rigid inclusions, digital modeling.

Table des matières

Liste des symboles et abréviations	17
Introduction générale.....	21
Chapitre I : Etude bibliographique sur les méthodes de renforcement des sols	23
I.1. Introduction.....	24
I.2. Techniques d'améliorations des sols	24
I.3. Amélioration des sols fins	25
I.3.1. Comportement des sols fins et problèmes typiques	25
I.3.2. Aménagement du projet.....	26
I.3.3. Méthodes d'amélioration des sols fins	27
I.4. Amélioration des sols grenus	34
I.4.1. Comportement des sols grenus et problèmes typiques	34
I.4.2. Méthodes d'amélioration des sols grenus.....	34
I.5. Amélioration par Inclusion rigide	39
I.5.1. Inclusions rigides et types de fondation.....	39
I.5.2. Définition d'une inclusion rigide.....	42
I.5.3. La plate-forme de transfert de charge	43
I.5.4. Les sols concernés	45
I.5.5. Les têtes d'inclusions.....	45
I.5.6. Ouvrages concernés	46
I.5.7. Principe du renforcement	48
I.5.8. Contrôle.....	53
I.6. Conclusion	54
Chapitre II : Présentation du projet	55
II.1. Introduction	56
II.2. Situation géographique du projet	56
II.3. Description du projet.....	57

II.4. Contexte géologique et hydrogéologique	60
II.5. Climat	61
II.6. Sismicité du site	61
II.7. Conclusion	63
Chapitre III : Interprétation des données géotechniques	64
III.1. Introduction	65
III.2. Programme de la campagne de reconnaissance.....	65
III.2.1. Résultats des sondages in-situ	66
III.2.2. Résultats des essais au laboratoire	74
III.2.3. Analyse critique des résultats de la campagne géotechnique	94
III.3. Interprétation des résultats	95
III.4. Conclusion.....	96
Chapitre IV : Analyse de la liquéfaction sismique.....	99
IV.1. Introduction	100
IV.2. Définition de la liquéfaction.....	100
IV.3. Identification des sols liquéfiables	100
IV.4. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai pénétromètre standard (SPT)	101
IV.5. Conclusion	108
Chapitre V : Dimensionnement des radiers	110
V.1. Introduction	111
V.2. Descentes de charges	112
V.3. Capacité portante des radiers.....	113
V.3.1. Méthodologie de calcul	113
V.3.2. Résultat de calcul de portance	114
V.4. Calcul des tassements des radiers	116
V.4.1. Méthode 1 : méthode à partir des paramètres de déformation d'un sol/ FOXTA TASPLAQ.....	117
V.4.2. Méthode 2 : à partir des valeurs pressiométriques / FOXTA FONDSUP.....	119

V.4.3. Méthode 3 : Œdométrique	121
V.5. Conclusion	124
Chapitre VI : Dimensionnement des inclusions rigides	126
VI.1. Introduction	127
VI.2. Définition du renforcement	128
VI.2.1. Caractéristique des inclusions	128
VI.2.2. Définition du matelas de répartition	128
VI.2.3. Paramètres de sol	128
VI.3. Justification	130
VI.3.1. Charge admissible du béton	130
VI.3.2. Module d'élasticité	133
VI.3.3. Résistance vis-à-vis du flambement	133
VI.3.4. Poinçonnement du matelas de répartition	133
VI.4. Résultats des calculs	135
VI.5. Conclusion	137
Conclusion générale	138
Références bibliographiques	140
Annexes	VI-141

Liste des figures

Figure I.1 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initial	24
Figure I.2 : Principe du préchargement pour le contrôle des tassements. [7]	29
Figure I.3 : Techniques de préchargement. [7]	30
Figure I.4 : Réseaux de drains verticaux. [7]	30
Figure I.5 : Drains préfabriqués. [7]	31
Figure I.6 : Phases d'exécution des colonnes ballastées. [7]	32
Figure I.7 : Colonne de sol traité à la chaux. [7]	33
Figure I.8 : Chantier de vibrocompactage. [7]	35
Figure I.9 : Chantier de pilonnage. [7]	36
Figure I.10 : Principe du compactage statique en profondeur. [7]	37
Figure I.11 : Transfert de charges dans les différents types de fondation.	41
Figure I.12 : Les quatre constituants d'une fondation sur inclusions rigides complète. [6]	41
Figure I.13 : Dallages et fondations de bâtiments industriels. [6]	47
Figure I.14 : Fondations des réservoirs et des bassins. [6]	47
Figure I.15 : Remblai d'accès à un ouvrage d'art. [6]	48
Figure I.16 : Principe de la méthode. [3].....	50
Figure I.17 : Réseau d'inclusions soumis à un chargement. [3].....	51
Figure I.18 : Frottement le long des inclusions. [3].....	51
Figure I.19 : Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai. [3].....	52
Figure I.20 : Réseau d'inclusions. [3].....	53
Figure II.1 : Orthophoto du site 2011.....	56
Figure II.2 : Carte satellite de la zone du projet étudié.	57
Figure II.3 : Carte représentant la zone du projet étudié.	57
Figure II.4 : Représentation 3D de la nouvelle gare maritime d'Annaba.[9]	58
Figure II.5: Vue en plan du projet de la nouvelle gare maritime d'ANNABA.	59
Figure II.6 : Coupe verticale AA du projet de la nouvelle gare maritime.	59
Figure II.7 : Façade maritime du projet montrant les escaliers.....	59
Figure II.8 : Vue en plan du 1 ^{er} étage montrant les deux rampes d'accès pour véhicules. ...	60
Figure II.9 : Coupe géologique dans l'extrême Nord-est Algérien.[1]	61
Figure II.10 : Carte de zonage sismique du territoire national.[10]	62

Figure III.1: Plan d'implantation des sondages	66
Figure III.2 : Courbe granulométrique du SC01 et SC02.....	75
Figure III.3 : Courbe granulométrique du SC02.....	75
Figure III.4 : Courbe granulométrique du SC04.....	76
Figure III.5 : Courbe granulométrique du SC05.....	76
Figure III.6a : Courbe granulométrique du SC06.....	77
Figure III.7a : Courbe granulométrique du SC07.....	78
Figure III.8 : Courbe granulométrique du SC08.....	79
Figure III.9 : Courbe granulométrique du SC09.....	79
Figure III.10 : Courbe granulométrique du SC10.....	80
Figure III.11 : Formation du sol.....	96
Figure IV.1 : Diagramme donnant CRR des sables propres ($FC \leq 5\%$) en fonction.....	106
Figure IV.2: Diagramme donnant CRR des sables contenant ($FC \geq 5\%$) en fonction	106
Figure IV.3 : Courbe donnant le coefficient de correction de la magnitude.	107
Figure IV.4 : Courbe donnant le coefficient K_{σ} en fonction des contraintes effectives initiales σ'_{vo}	107
Figure IV.5: Courbe donnant le coefficient K_{α} en fonction du rapport initial des	107
Figure V.1: extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment A – FOXTA TASPLAQ.	118
Figure V.2 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment B – FOXTA TASPLAQ.	118
Figure V.3 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment C – FOXTA TASPLAQ.	119
Figure V.4 : Définition des modules pour l'estimation des tassements par la méthode pressiométrique.	120
Figure V.5 : Principe de calcul du module TASSELDO FXTA - Extrait du manuel.....	123
Figure V.6 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment A – FOXTA TASSELDO.....	123
Le tassement maximal absolu obtenu au droit du bâtiment B est d'environ 20 cm (Figure V.7).....	123
Figure V.8 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment B – FOXTA TASSELDO.....	124
Figure V.9 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment C – FOXTA TASSELDO.....	124

Figure VI.1 : Valeurs du paramètre $K \tan \delta$ - extrait de la norme NF P 261.....	130
Figure VI.2: Valeurs de k_1 et de C_{\max} (extrait des recommandations Asiri [6]).....	131
FigureVI.3 : Schéma de rupture de Prandtl dans le matelas.	134
Figure VI.4 : Evolution des efforts et contraintes dans l'inclusion rigide en fonction de la profondeur.....	135
Figure VI.5 : Résultats des tassements du sol et de l'inclusion (FOXTA V4).....	136
Figure VI.6 : Schéma représentant le renforcement par inclusions rigides.	137

Liste de tableaux

Tableau I-1 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. [5]	25
Tableau II-1 : Coefficient d'accélération A. [10]	62
Tableau III-1 : Résultats de l'essai SPT (SC01).....	70
Tableau IIIII-2 : Résultats de l'essai SPT (SC02).....	70
Tableau III-3 : Résultats de l'essai SPT (SC03).....	71
Tableau III-4 : Résultats de l'essai SPT (SC04).....	71
Tableau III-5 : Résultats de l'essai SPT (SC05).....	71
Tableau III-6 : Résultats de l'essai SPT (SC06).....	72
Tableau III-7 : Résultats de l'essai SPT (SC07).....	72
Tableau III-8 : Résultats de l'essai SPT (SC08).....	73
Tableau III-9 : Résultats de l'essai SPT (SC09).....	73
Tableau III-10 : Résultats de l'essai SPT (SC10).....	74
Tableau III-11 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC01).	84
Tableau III-12 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC02).	85
Tableau III-13 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC03).	86
Tableau III-14 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC04).	87
Tableau III-15 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC05).	88
Tableau III-16 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC06).	89
Tableau III-17 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC07).	90
Tableau III-18 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC08).	91
Tableau III-19 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC09).	92
Tableau III-20 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC10).	93
Tableau III-21: Corrélations entre pressiomètre et nombre N du SPT.[4]	94
Tableau III-22: Formation des couches et leurs caractéristiques	97
Tableau III-23 : Coefficient rhéologique du sol.....	98
Tableau III-24 : Coefficient rhéologique applicable au rocher.....	98
Tableau IV-1 : vérification des conditions de la prédisposition à liquéfaction de la couche sableuse présente sur site.	100
Tableau IV-2 : vérification des conditions de la prédisposition à liquéfaction de la couche argileuse présente sur site.	101
Tableau IV.3 : Facteurs de correction du nombre de coups de l'essai SPT	104
Tableau IV-4 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC02	109
Tableau V-1 : Descentes de charges	112

Tableau V-2 : Paramètres pour le calcul de la portance pour bâtiment A.....	114
Tableau V-3 : Résultats de la portance pour bâtiment A.....	114
Tableau V-4 : Paramètres pour le calcul de la portance pour bâtiment B	114
Tableau V-5 : Résultats de la portance pour bâtiment B.....	114
Tableau V-6 : Paramètres pour le calcul de la portance pour bâtiment C	115
Tableau V-7 : Résultats de la portance pour bâtiment C.....	115
Tableau V-8 : Paramètre de déformation du sol.	117
Tableau V-9 : Indications pour le choix des coefficients de forme	120
Tableau V-10 : Résultats des tassements calculés par la méthode 2.....	121
Tableau V-11 : Paramètres œdométriques des formations n°2 et n°03.....	122
Tableau V-12 : Donnés pressiométriques des formations 1,4 et 5.....	122
Tableau V-13 : Comparaison des tassements calculés par les 3 méthodes.	125
Tableau VI-1 : Paramètres caractéristiques de la portance des sols.....	129
Tableau VI-2 : Coefficients applicables à la détermination de la résistance caractéristique de compression du béton des pieux	131
Tableau VI-3 : Valeurs de k_3	132
Tableau VI-4 : Contrainte admissible béton inclusions rigides	132
Tableau VI-5 : Valeurs caractéristiques des paramètres du schéma de Prandtl.	134
Tableau VI-6 : Résultat de la portance du béton.....	135
Tableau VI-7 : Résultats du poinçonnement du matelas de répartition.	136

Annexes

Tableau 0-1 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC6.	VI-143
Tableau 0-2 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC8.	VI-145
Tableau 0-3 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC8.	VI-146
Tableau 0-4 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC9.	VI-146

Liste des symboles et abréviations

Chapitre III

C : Cohésion

Φ : 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

W_L : Limite de liquidité

W_P : Limite de plasticité

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RPA : Règlements parasismiques algérienne

E_{oed} : Module oedométrique

EM : Module pressiométrique

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

λ_c, λ_d : Coefficients de forme

SPT : Essais de pénétration standard

M_w : Magnitude

σ_v : Contrainte

N_{spt} : Le nombre de coups SPT

Chapitre IV

Z : Profondeur

PL : Potentiel de liquéfaction

σ_v' : La contrainte déjaugé

CRR7.5 : Résistance cyclique

CN : Coefficient de correction du nombre de coups N_{SPT}

(N_{spt1})⁶⁰ : 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage

K_σ : Coefficient de correction

CRR : Rapport de résistance cyclique

r_d : Coefficient de réduction

CSR : Contrainte de cisaillement cyclique

FL : Coefficient de sécurité

D_{15} : Diamètre 15 des granulats

W : Teneur en eau

g: Gravité

A : Coefficient d'accélération

ELS: Etats limite service

ELU : Etats limite ultime

ELSc : Etats limite service caractéristique

ELSqp : Etats limite quasi-permanent

Q : Charges variables

G : Charges permanentes

Chapitre V

R_0 : Valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la base du radier et le terrain après travaux.

$\gamma_R ; \gamma_v$: Facteur partiel à considérer, égal à 2.30 à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et 1.40 à l'ELU pour les situations durables et transitoires.

$R_v ; k$: Valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous le radier l'embase.

A' : Surface effective de l'embase.

q_{net} : Contrainte associée à la résistance nette du terrain sous l'embase.

$\gamma_{R;d;v}$: Coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (1.20 pour la méthode pressiométrique)

K_p : Facteur de portance pressiométrique

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

$i\delta$: Coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement.

$i\beta$: Coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β

A' : Surface totale d'assise

q_0 : Contrainte verticale totale avant travaux à la base de la fondation ;

E_i : Moyenne harmonique des modules mesurés entre $(i-1).B/2$ et $i.B/2$

E_{i-j} : Moyenne harmonique des modules mesurés entre $(i-1).B/2$ et $j.B/2$

s_c : Tassement instantané

s_d : Tassement différentiel

s_{tot} : Tassement total

H : Epaisseur de la couche compressible

C_c : Indice de compressibilité

C_s : Indice de gonflement

σ'_{v0} : Contrainte effective du sol

σ'_p : Contrainte de préconsolidation

e_0 : Indice des vides initial

$\Delta\sigma_z$: Différence de contrainte due au chargement

E_m : Module pressiométrique

$E_{\text{œd}}$: Module œdométrique

Chapitre VI

\emptyset : Diamètre de l'inclusion

f_{ck}^* : Résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres à 28 jours

C_{\max} : Valeur maximale de la résistance du béton dépend du mode d'exécution de l'inclusion

α_{cc} : Coefficient qui dépend de la présence ou non d'une armature

k_1 : Coefficient empirique tenant compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles de section selon la technique utilisée

k_2 : Coefficient empirique tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation = 1.0

k_3 : Coefficient empirique tenant compte des contrôles d'intégrité effectués

γ : Coefficient partiel dont la valeur est 1,5 à l'ELU fondamental (durable transitoire), et 1,2 à l'ELU accidentel (sismique)

α : Taux de « substitution » (rapport entre la section de l'inclusion et la surface de la maille)

N_q : Facteur dépendant de l'angle de frottement interne du matelas

q_0^* : Contrainte moyenne à la base du matelas de répartition

q_0 : Contrainte apportée en base de matelas

N : Facteur dépendant de l'angle de frottement du matelas

Introduction générale

L'aménagement des terrains comportant des sols de qualité médiocre est de plus en plus nécessaire, compte tenu de la croissance de l'humanité et de ses activités. Certains types de sol, jusque-là délaissés, car présentant des caractéristiques mécaniques faibles, doivent être renforcés pour assurer la stabilité des édifices et des infrastructures de génie civil qu'ils sont appelés à porter.

Face à un manque de terrains ayant des caractéristiques géotechniques suffisantes et aux besoins toujours croissants de développer ou de réhabiliter nos infrastructures (réseaux autoroutiers, ferroviaires, fondations des bâtiments, etc.), de nouvelles techniques de fondation et de renforcement des sols se sont développées. Parmi toutes les techniques actuelles (injection d'imprégnation, jet-grouting, soil-mixing, colonnes ballastées, etc.), la technique de renforcement par les «inclusions rigides», développée dans les années soixante-dix, connaît aujourd'hui un essor important dans les pays étrangers mais demeure malheureusement très peu utilisée en Algérie. Elle vise à créer un massif composite dans lequel les charges apportées se distribuent entre le sol et les inclusions, autrement dit, le sol porte une partie de la charge et l'autre partie va être portée par les inclusions. Elle présente l'intérêt d'une technique de réalisation simple, à l'aide d'une foreuse qui va se mettre en position pour l'enregistrement des paramètres de forage. Généralement, une foreuse de type « tarière à refoulement » ou « tube vibrofoncé » est utilisée pour descendre jusqu'à la profondeur prévue (le sol porteur). Le béton ou le mortier remplit l'empreinte laissé par l'outil au fur et à mesure de sa remontée, l'arase du béton est ensuite réalisée dans le béton frais. Une fois le béton durci, un recépage peut être réalisé par des moyens mécaniques (marteau piqueur à main, sciage, écarteur à béton, etc.).

Ce travail de thèse a pour objet de proposer des solutions pour diminuer le taux de tassement sous les bâtiments prévus. Pour ce faire, des études d'investigations géotechniques in-situ et au laboratoire ont été faite sur le terrain à renforcer.

Ce mémoire est divisé en six chapitres :

- Le premier est consacré à une étude bibliographique des différentes méthodes de renforcement et amélioration de sol les plus utilisées dans le cas des sols fins compressibles ou des 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 présente les résultats pour identifier les propriétés physiques et mécaniques des sols dans le but de les caractériser et de les classer.
- Un quatrième chapitre qui présente l'étude de liquéfaction du sol traité.
- Le cinquième chapitre concerne le calcul de la capacité portante, ainsi que les tassements des fondations.
- Un sixième et dernier chapitre concerne le calcul et le dimensionnement des inclusions à l'aide d'un outil numérique (FOXTA), utilisant ASIRI comme recommandation du projet et la NF P 94-262 (Eurocode 7) comme Norme.

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

I.1. Introduction

Ce premier chapitre est destiné à l'étude bibliographique dans laquelle nous allons aborder les différentes techniques d'amélioration des sols en place qui s'appliquent pour les sols fins et les sols grenus.

Une attention particulière a été accordée à l'amélioration du sol par inclusions rigides, qui est la solution qui a été adoptée sur le site du projet d'étude.

I.2. Techniques d'améliorations des sols

Le sol initial, ou à l'état non amélioré, est identifié essentiellement par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur essentiel en vue de lui faire subir une technique d'amélioration donnée. En effet, compte tenu des deux grandes classes de sols bien connus, à savoir pulvérulents ou fins, on comprend naturellement qu'il existe une différence entre les techniques d'amélioration appropriées à chacune de ces classes. Par ailleurs, sachant qu'il existe une bonne majorité de sols appartenant à la catégorie de sols intermédiaires, d'autres dérivées de techniques peuvent être envisagées. En effet, la figure I.1 illustre la différence nette entre les techniques exécutables dans les sols fins, d'une part, et dans les sols grenus, d'autre part.[5]

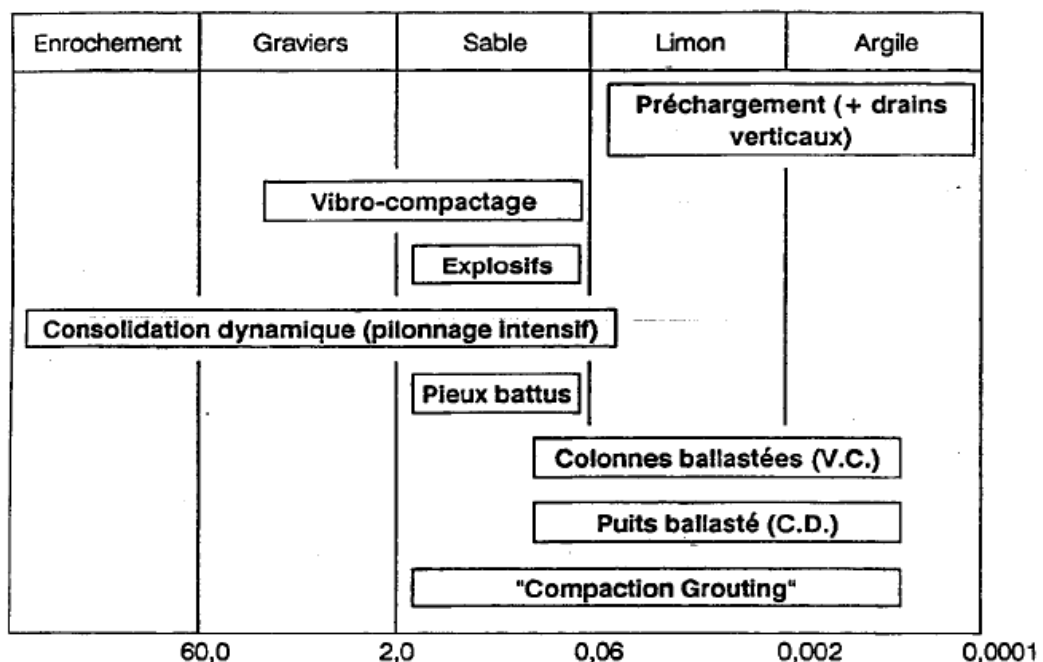


Figure I.1 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initial

Le tableau I.1 suivant présente les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais.

Tableau I-1 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. [5]

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

I.3. Amélioration des sols fins

I.3.1. Comportement des sols fins et problèmes typiques

Les dépôts de sols fins mous et compressibles (argiles, vases) sont fréquents dans les vallées et en bordure des côtes. Ces zones ont été longtemps considérées comme peu propices à la construction, mais on y construit maintenant fréquemment tous les types d'ouvrages (routes, bâtiments, réservoirs, piscines, usines, etc.), au prix d'un traitement préalable des sols de fondation. [7]

Ces sols fins ont trois caractéristiques essentielles :

- Ils subissent des déformations importantes sous les charges qui leur sont appliquées;

- Leurs déformations ne sont pas instantanées, mais peuvent durer pendant des mois, voire des années ;
- Leur capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues dans les projets.

Les problèmes que l'on rencontre en pratique sont tous liés aux trois caractéristiques précédentes : tassements excessifs, tassements différentiels, déformations à long terme, instabilité de l'ouvrage. On peut citer, à titre d'exemples :

- Le tassement des remblais d'accès à un pont, à l'entrée d'un bâtiment fondé sur pieux, avec formation d'une marche d'ampleur croissante et des effets parasites sur les fondations ;
- Les tassements excessifs des fondations superficielles d'un bâtiment ;
- Les ruptures d'ouvrages en cours de construction ou d'exploitation (remblais, silos, etc.). [7]

I.3.2. Aménagement du projet

Si l'on peut considérer, à quelques exceptions près, que n'importe quel ouvrage peut être construit sur n'importe quel site, dans le cas où les propriétés géotechniques des sols sont trop mauvaises, cette réalisation peut se traduire soit par des coûts de fondations spéciales très élevés, soit par des coûts et délais très importants de traitement préalable des sols de fondation. Ce constat conduit à la conclusion qu'il vaut mieux, face à des conditions de construction très difficiles, étudier d'abord les aménagements possibles du projet. Ces aménagements sont assez variés. Ils peuvent simplement concerner l'implantation de l'ouvrage et le choix de sa géométrie (nombre de travées d'un ouvrage d'art), impliquer un changement de conception des fondations ou une modification de la structure de l'ouvrage à construire (radier général sous un bâtiment, renforcement de la base d'un remblai au moyen de géotextiles, utilisation de matériaux légers), ou encore conduire à régler tout ou partie des problèmes en remplaçant les sols médiocres par des matériaux de meilleures caractéristiques.

Les formations de sols mous et compressibles sont assez souvent hétérogènes, tant par l'épaisseur des dépôts que par la nature des matériaux. Une reconnaissance assez large du site dévolu à la construction, avec des moyens relativement légers (photographies aériennes, reconnaissance pénétrométrique) permet de bien cerner ces deux facteurs, d'éviter les zones les moins favorables (sols très organiques, sols mous de très grande épaisseur) et de choisir

celles que l'on pourra le plus facilement améliorer (zones à intercalations sableuses, par exemple).

Une solution intuitive pour éviter les problèmes de stabilité et de tassement posés par la fondation des ouvrages ou des bâtiments sur les sols mous, est de réaliser un ouvrage dont le poids ne dépasse pas le poids du sol de fondation excavé pour recevoir cet ouvrage. Dans ce cas, la contrainte moyenne à la base de la fondation est simplement égale à la valeur de la contrainte totale régnant initialement au niveau de la fondation dans le massif de sol. Cette solution, appelée *fondation flottante* ou *fondation compensée*, s'applique essentiellement dans le cas de formations épaisses de sols mous de très faible résistance au cisaillement et de forte compressibilité.

La substitution totale des sols de fondation est parfois décidée lorsque l'épaisseur des sols très mous est faible (jusqu'à 4 ou 5 m).

Techniquement, cela est possible par l'un des procédés suivants :

- Excavation mécanique, évacuation et substitution par remblaiement classique ;
- Poinçonnement de la couche molle par le remblai construit à l'avancement ; dans certains cas, l'opération est facilitée par le tir de charges explosives placées à la base des sols mous, en avant du talus du remblai.

Les facteurs qui interviennent dans le choix entre cette solution et celle de l'amélioration du massif de fondation sont assez divers : coût de l'opération, disponibilité du matériau de substitution, possibilités de mise en dépôt du matériau extrait, coût de l'entretien à long terme de l'ouvrage à construire, etc. Lorsque les sols mous sont très épais, la substitution totale devient exceptionnelle, mais une substitution partielle présente encore des avantages techniques appréciables : diminution des tassements et amélioration des conditions de stabilité. Ces gains ne peuvent s'apprécier qu'à la suite d'une étude géotechnique spécifique et d'une comparaison économique des solutions. [7]

I.3.3. Méthodes d'amélioration des sols fins

I.3.3.1. Pré chargement

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive p_f augmentée éventuellement d'une surcharge p_s qui assure tout ou partie des effets suivants (figure I.2) :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire

; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;

- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

- La méthode la plus courante (figure I.3 cas a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau) ; on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible ; en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur ;
- Une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (figure I.3 cas b) ; on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes ; l'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes disponibles ; cet obstacle est désormais levé et le recours à l'application du vide devrait se développer.

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc pré charger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider (figure I.3 cas c) ; les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas. [7]

I.3.3.2. Accélération de la consolidation :

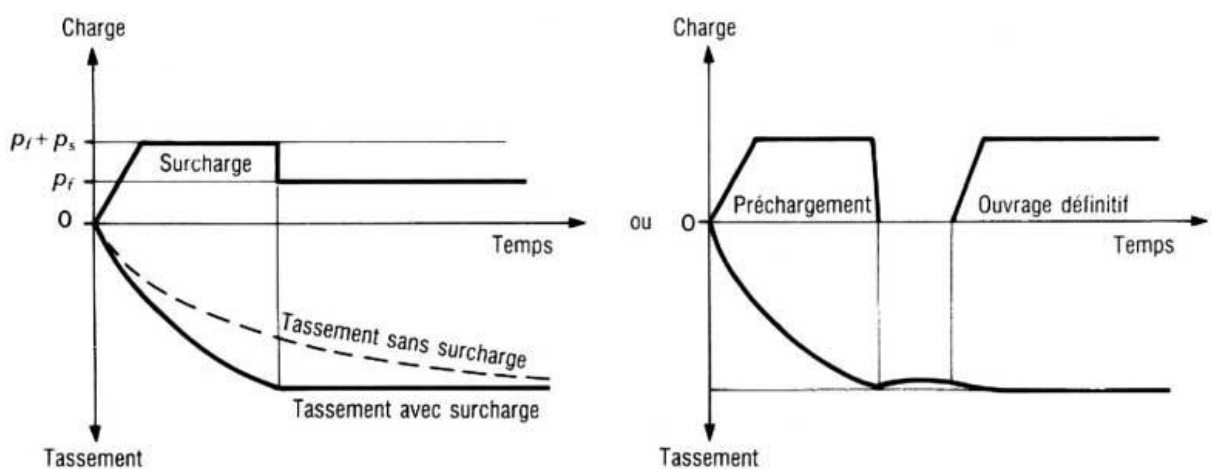
Dans les dépôts de sols fins, les vitesses de consolidation sont en général très faibles parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir du massif de sol. Il s'ensuit que les tassements peuvent durer pendant de longues périodes (plusieurs mois, années ou dizaines d'années, suivant les sites), ce qui est souvent inacceptable, tant pour les ouvrages définitifs que pour les opérations de pré-chargeement. La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranchées drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en place un maillage régulier (maille triangulaire ou carrée) de drains verticaux (figure I.4). Jusqu'au début des années 80, les drains verticaux étaient en général des drains de sable, réalisés par diverses techniques : battage, vibrofonçage ou lançage d'un tube fermé ou d'un tube ouvert, forage à la tarière pleine ou creuse. Pour un diamètre nominal donné, les drains réalisés par lançage ou par forage à la tarière creuse sont considérés comme les plus efficaces.

À partir des années 80, la part des drains préfabriqués en forme de bandes de 10 cm de largeur et quelques millimètres d'épaisseur (figure I.5) a augmenté de façon très rapide. Ces drains comportent, en général, une partie centrale (l'âme) assurant la circulation de l'eau le long du drain et une gaine filtrante en géotextile ou en papier. Une structure unique peut aussi jouer à la fois le rôle de filtre et de canal. Les drains préfabriqués sont habituellement mis en place par fonçage à l'intérieur d'un mandrin tubulaire, de section toujours supérieure à celle du drain. La longueur des drains peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Le drainage peut être également réalisé par des tranchées de quelques dizaines de centimètres de largeur et de quelques mètres de profondeur remplies de matériau perméable. Cette technique est plus rarement utilisée.

Les sols traités par des réseaux drainants sont toujours recouverts d'une couche drainante de 0,5 à 1 m d'épaisseur. Cette couche est souvent mise en place avant les drains, pour permettre la circulation des engins sur le chantier. Elle peut être partiellement remplacée par une ou plusieurs nappes de géotextiles. [7]



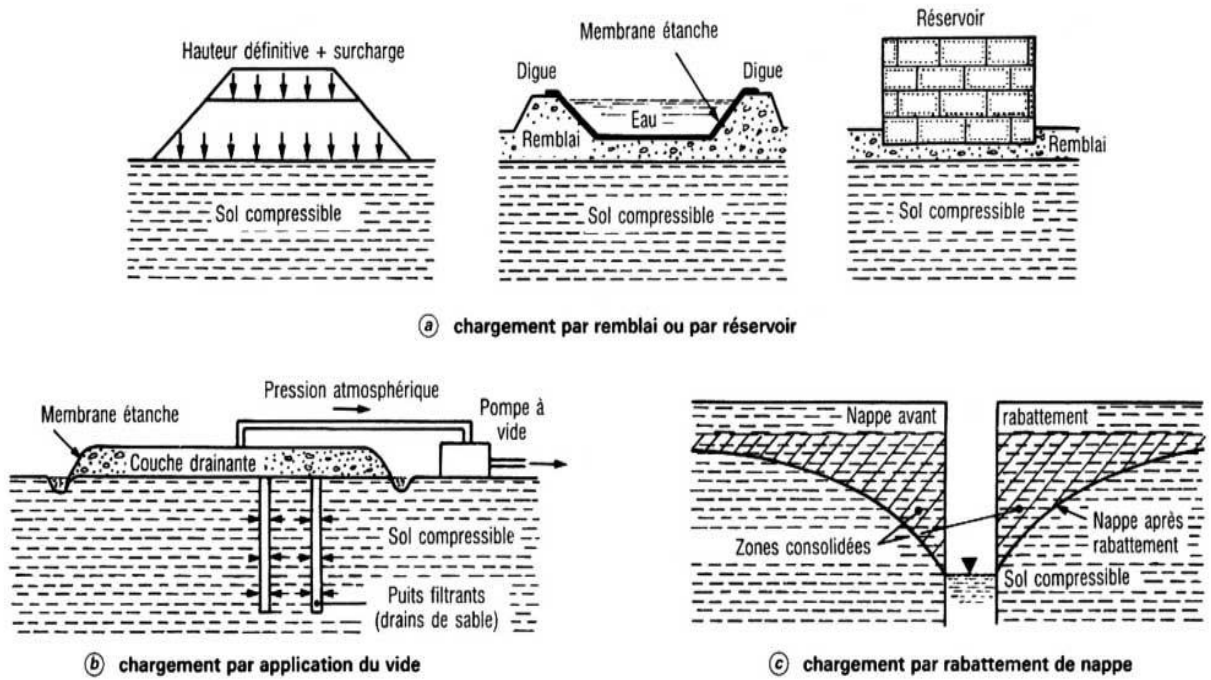


Figure I.3 : Techniques de préchargement. [7]

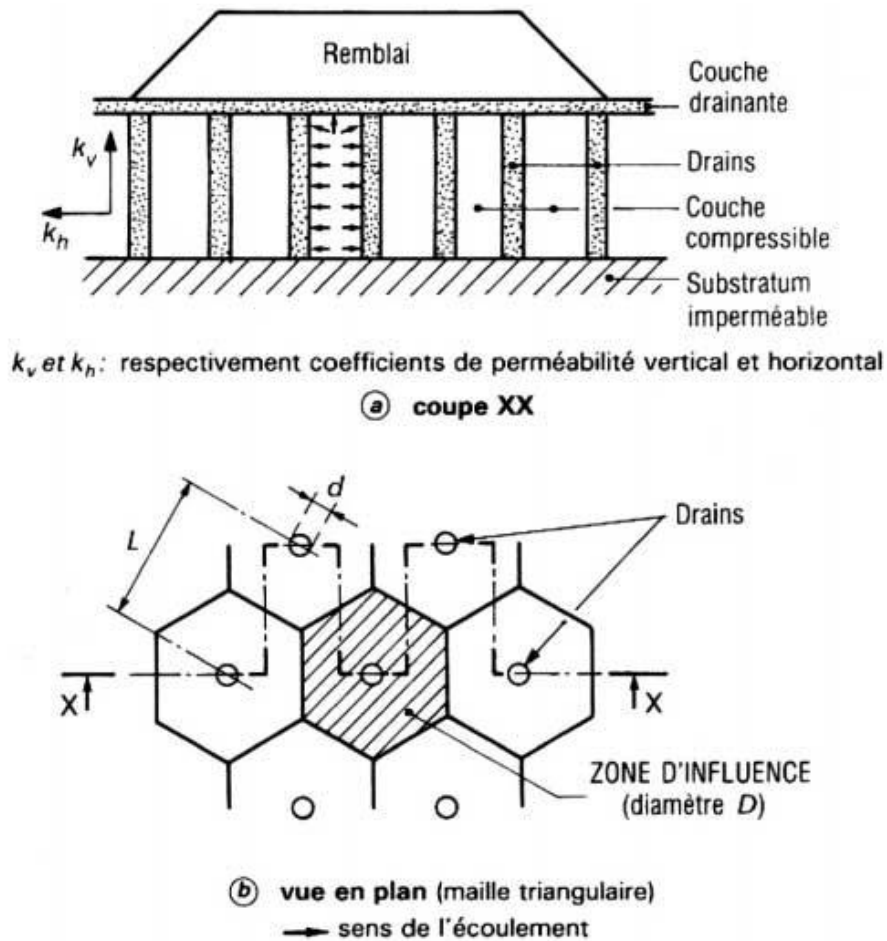


Figure I.4 : Réseaux de drains verticaux. [7]



Figuren I.5 : Drains préfabriqués. [7]

I.3.3.3. Renforcement par colonnes

On peut aussi réduire les tassements et augmenter la stabilité des massifs de sols mous en utilisant différentes techniques de réalisation de colonnes de matériau plus résistant à l'intérieur du sol. Ces colonnes supportent une part importante de la charge appliquée à la surface du sol, ce qui augmente la capacité portante et diminue les tassements. Quand les colonnes sont constituées de matériau drainant, elles jouent également le rôle de drain. [7]

I.3.3.3.1. Colonnes ballastées

Leur exécution s'effectue en deux phases (figure I.6) :

- On réalise d'abord un forage jusqu'à la profondeur désirée (10 ou 20 m au maximum) au moyen d'une aiguille vibrante, corps cylindrique de 30 à 40 cm de diamètre et de quelques mètres de longueur comportant un vibreur ; cette aiguille vibrante pénètre dans le sol sous l'action de son propre poids, conjuguée à un lançage en pointe ; le lançage peut être réalisé à l'eau ou à l'air ;
- Le forage est ensuite rempli de matériaux grenus à fort angle de frottement interne et la colonne ainsi constituée est compactée grâce au vibreur ; le diamètre de la colonne obtenue dépend de la consistance du terrain qui l'entoure. Il atteint couramment 0,6 à 1 m.

La densité des colonnes est adaptée à l'amélioration souhaitée du sol. On dispose en général les colonnes ballastées à raison d'une tous les 1 à 5 m².

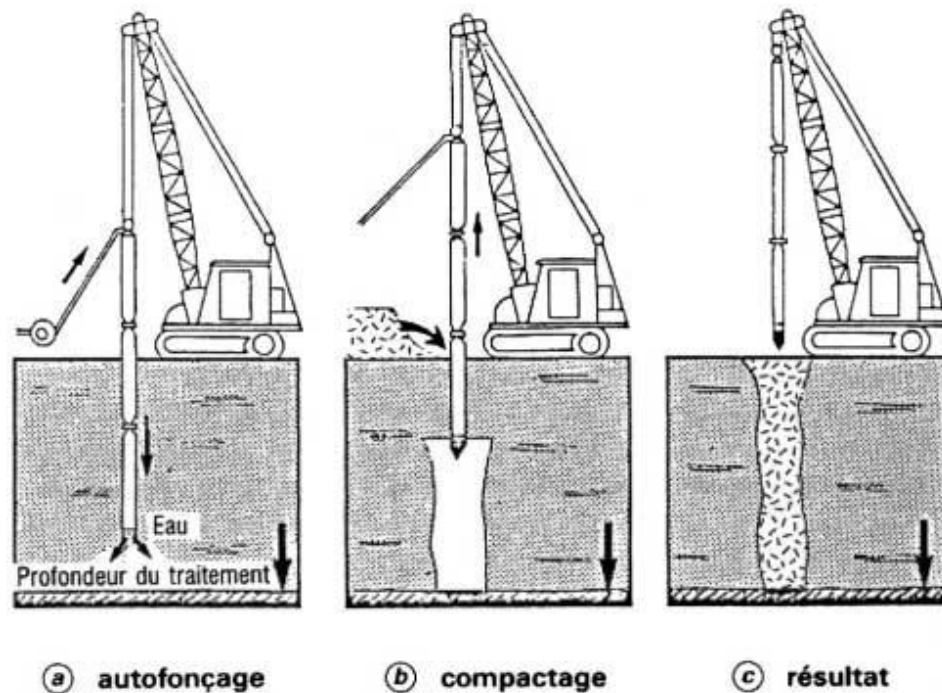


Figure I.6 : Phases d'exécution des colonnes ballastées. [7]

En raison de leur coût assez élevé, les colonnes ballastées sont destinées à des traitements localisés : fondations d'ouvrage d'art ou de bâtiment, remblais d'accès à des ouvrages d'art, sols supports de réservoirs, etc.

Une autre méthode de réalisation de colonnes de matériaux frottant dans des sols mous, tout en compactant le sol à l'entour, consiste à poinçonner le sol avec un pilon de masse élevée et de géométrie adaptée, à remplir l'empreinte de ballast, puis à recommencer le pilonnage, jusqu'à ce que l'on obtienne la colonne désirée (puits ballasté). Dans la pratique, cette technique permet de réaliser des colonnes de 5 à 7 m de profondeur, mais de diamètre plus grand que les colonnes ballastées classiques (de l'ordre de 2,5 m). [7]

I.3.3.3.2. Colonnes pilonnées

On peut réaliser des pieux de ballast compacté par la technique des colonnes pilonnées. On enfonce dans le sol un tube creux, que l'on remplit de matériau grenu. Le matériau est compacté à la base du tube au moyen d'un pilon que l'on lâche dans le tube. Cette technique permet aussi de réaliser des pieux de sable. [7]

I.3.3.3.3. Colonnes de sol traité en place

Dans le cas des argiles molles peu consistantes et des limons, on peut réaliser des colonnes de sol traité en place. La technique a été développée pour les argiles sensibles scandinaves, avec un traitement à la chaux. Le mélange de la chaux avec le sol en place se fait au moyen d'une machine de forage équipée d'une tarière spéciale. Les colonnes produites ont un

diamètre de 50 cm et une longueur maximale de 15 m (figure I.7). Les colonnes de sol traité à la chaux sont utilisées pour :

- Renforcer les fondations argileuses supports de remblais ou de bâtiments légers ;
- Conforter des glissements de versants naturels ;
- Réaliser des ouvrages de soutènement.

Suivant les besoins, on peut utiliser aussi du ciment, dont la cinétique de prise est différente de celle de la chaux.

Une technique semblable a été développée au Japon, où elle est utilisée principalement pour les travaux de construction portuaire. Des colonnes atteignant 1,75 m de diamètre et 60 m de profondeur ont été réalisés avec ce procédé.



Figure I.7 : Colonne de sol traité à la chaux. [7]

Une variante de ces procédés, développée récemment en France, permet de réaliser des colonnes de matériau traité et compacté dotées de résistances élevées sans que l'on ait besoin de charger le massif de sol traité. Cette technique est utilisée, en particulier, pour le traitement des talus instables. [7]

I.3.3.4. Amélioration temporaire par congélation

La méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, développée principalement pour les matériaux grenus (sables, graviers), peut être appliquée aux argiles molles et aux limons, lorsqu'aucune autre solution n'est possible. L'effet de la congélation dépend de la température (il augmente quand la température diminue). Par ailleurs, il faut réaliser la

congélation le plus rapidement possible pour limiter le gonflement du sol et il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de sol au dégel.

Les techniques de refroidissement utilisées reposent, comme pour les sables et les graviers, sur la circulation d'un fluide froid (azote liquide, habituellement) dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. [7]

I.4. Amélioration des sols grenus

I.4.1. Comportement des sols grenus et problèmes typiques

Contrairement à ce qui se passe dans le cas des sols fins, la perméabilité élevée des sols grenus fait que l'on n'observe d'augmentation des pressions interstitielles dans ces sols que dans le cas de la liquéfaction, généralement provoquée par des sollicitations sismiques. Les problèmes de sols grenus sont donc essentiellement des problèmes d'amplitudes de tassement, ainsi que des problèmes de résistance à la liquéfaction ; ces problèmes se posent pour l'essentiel dans le cas des sables lâches. [7]

I.4.2. Méthodes d'amélioration des sols grenus

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers :

- Densification par augmentation statique de la contrainte à la surface du sol (préchargement) ou en profondeur (compactage par injection solide) ;
- Remplissage des vides (injection) ;
- Dislocation de la structure du sol, puis restructuration par des actions externes au massif (chocs du pilonnage intensif) ou internes au massif (vibrations, explosions) ;
- Mélange avec un liant pour constituer des colonnes plus résistantes (colonnes de sol traité).

Elles sont, de façon générale, de mise en œuvre rapide et relativement facile.

Comme dans le cas des sols fins, seules les méthodes les plus couramment utilisées seront décrites dans ce paragraphe : rechargement, vibrocompactage, pilonnage, compactage statique en profondeur, colonnes de sol traité, etc. [7]

I.4.2.1. Pré-chargement

Le préchargement des sols grenus s'opère selon les mêmes principes que dans le cas des sols fins (§ I.2.3.1). Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs. [7]

I.4.2.2. Vibro-compactage :

Cette technique est utilisée depuis les années trente. Elle consiste à provoquer une vibration entretenue dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante (figure I.8). Cette vibration provoque une densification du matériau qui se traduit par l'affaissement du sol autour du vibreur.

Les vibreurs actuellement utilisés comportent, à l'intérieur de l'aiguille vibrante, un ou plusieurs balourds entraînés par un moteur hydraulique ou électrique. Leur puissance est de l'ordre de 75 à 150 kW. L'appareil est suspendu à un engin de levage et s'introduit dans le sol sous l'effet de son propre poids et de la vibration, avec éventuellement un lançage à l'air ou à l'eau, comme dans le cas des colonnes ballastées (§ 1.3.3.1). L'aiguille vibrante est descendue jusqu'à la base du sol à traiter, puis le vibreur est remonté lentement par une succession de mouvements verticaux. Le compactage est suivi en observant l'énergie consommée par le vibreur. L'opérateur peut modifier la fréquence des vibrations afin d'améliorer l'efficacité du compactage. On peut, dans certains cas, faire un apport de matériaux grenus, notamment pour jouer le rôle de drains en cas de séisme et lutter contre la liquéfaction des sables lâches. En fin de traitement, une finition de surface doit être réalisée, par réglage et compactage superficiel.

Des techniques voisines sont quelquefois employées : vibration de palplanches ou de profilés métalliques divers, par exemple. [7]



Figure I.8 : Chantier de vibrocompactage. [7]

I.4.2.3. Pilonnage

L'application de chocs à la surface d'un massif de sol grenu est un moyen efficace de compactage. Avant le pilonnage, le sol est recouvert d'une couche de matériaux grossiers d'un mètre d'épaisseur au minimum, destinée à éviter un enfoncement trop important du pilon. Le pilon est lâché d'une grue, plusieurs impacts étant réalisés au même endroit. Cette opération est répétée sur toute la surface à traiter, selon un maillage défini au préalable (figure I.9).

Entre les phases de pilonnage, un temps de repos permet la dissipation des surpressions interstitielles créées par les chocs. En fin de chantier, une dernière phase, dite de *tapotage*, est réalisée pour compacter la surface du sol, désorganisée par les chocs. Les traitements courants sont réalisés avec des pilons de 10 à 20 t tombant de 15 à 20 m de hauteur. On a utilisé sur des chantiers exceptionnels des pilons de 40 t lâchés de 40 m et de 200 t lâchés de 20 m.

Les impacts du pilon induisent des vibrations dont l'effet sur l'environnement doit être pris en compte. [7]



Figure I.9 : Chantier de pilonnage. [7]

I.4.2.4. Compactage statique en profondeur

L'introduction en force de mortier ou de béton spécial (microbéton) dans un massif de sol meuble, à partir de forages, permet de provoquer la densification du sol naturel sans détruire sa structure ni l'imprégner (figure I.10). Outre la densification de la masse du sol entre les forages, on obtient en plus des colonnes de matériau plus résistant, qui reprennent une partie des charges appliquées au massif de sol. L'injection s'effectue à partir de forages primaires, secondaires et éventuellement tertiaires, selon un maillage adapté au problème à résoudre. Le tube d'injection est descendu dans un forage de diamètre voisin de 10 cm. [7]

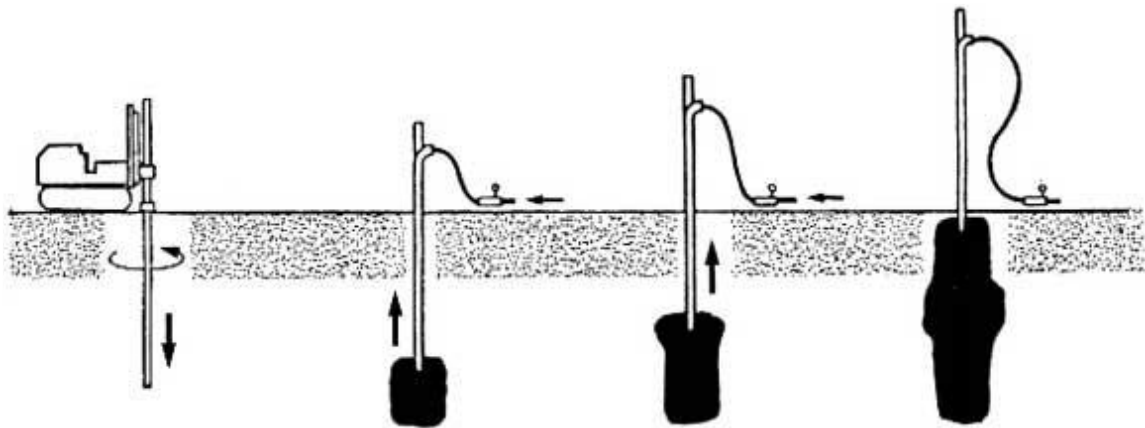


Figure I.10 : Principe du compactage statique en profondeur. [7]

I.4.2.5. Colonnes de sol traité

Différentes techniques permettent de constituer dans le sol des colonnes de sol traité, en général au ciment. Dans le cas des sols grenus, les techniques de mélange hydrodynamique, souvent appelées *jet grouting*, sont les plus répandues, pour une gamme de sols allant des limons argileux aux alluvions grossières. Dans les applications courantes, on réalise ainsi des colonnes ou des parois de sol-ciment.

La technique de réalisation de colonnes de sol traité par mélange hydrodynamique fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes : déstructuration du terrain sous l'effet dynamique d'un jet de fluide à très grande vitesse, extraction d'une partie du terrain qui remonte en surface avec le fluide, incorporation d'un matériau liant extérieur qui se mélange avec le sol. Différentes méthodes de mise en œuvre ont été développées (injection simple, injection double et injection triple), avec des performances adaptées aux problèmes à traiter en pratique. On peut réaliser, par ce procédé, des colonnes de plusieurs mètres de diamètre et de plusieurs dizaines de mètres de longueur. [7]

I.4.2.6. Micropieux :

La réalisation de réseaux de micropieux dans un massif de sols lâches offre une alternative aux autres méthodes de renforcement des sols de ce type, notamment quand les conditions d'exécution des travaux sont contraignantes et ne permettent pas d'utiliser des matériels encombrants ou des techniques perturbant l'environnement du chantier. Les micropieux sont réalisés dans des forages de petit diamètre. Ils sont souvent associés à une injection du massif de sol. [7]

I.4.2.7. Amélioration temporaire par congélation :

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.

La congélation est réalisée par circulation de saumure ou d'un gaz réfrigérant (azote liquide, habituellement) dans des tubes mis en place dans le sol à traiter. L'utilisation d'azote liquide permet une progression rapide du front de gel et une plus grande souplesse dans le maintien de la zone gelée.

L'augmentation de volume de l'eau lors de sa transformation en glace peut provoquer des désordres dans le voisinage de la zone traitée et doit être prise en compte lors de l'élaboration du projet de traitement. [7]

I.4.2.8. Méthodes de contrôle de l'efficacité du traitement :

Les facteurs qui déterminent le comportement réel des massifs de sols traités sont rarement connus de façon fiable, de sorte que les prévisions des calculs ne sont pas toujours conformes à la réalité. Ces incertitudes portent notamment sur les variations des propriétés du sol sur le site, sur les valeurs réelles des perméabilités et sur les caractéristiques des drains ou des colonnes effectivement réalisés. Il est, pour cette raison, toujours indispensable de contrôler les effets du traitement effectué.

Le contrôle de l'efficacité d'un préchargement ou d'un système de drainage s'effectue principalement par mesure des tassements et des pressions interstitielles à différents niveaux et en différents points du site traité. Les tassements et les surpressions interstitielles peuvent être utilisés pour vérifier que leur évolution calculée n'était pas trop différente de la réalité ; il suffit pour cela de les reporter sur les courbes de tassement et de consolidation calculées lors de l'élaboration du projet. On peut aussi analyser les résultats des mesures pour en déduire les valeurs réelles des paramètres géotechniques du sol : des méthodes d'interprétation récentes, de mise en œuvre simple (méthode d'Asaoka), permettent d'évaluer, à partir des observations de chantier, le tassement final ainsi que le coefficient de consolidation réel moyen du sol. Leur usage peut être recommandé.

Le contrôle des colonnes réalisées pour renforcer les sols fins s'opère selon des principes différents. Il porte d'abord, dès la construction, sur les quantités des matériaux mis en oeuvre (ballast, chaux, ciment) et la continuité des colonnes. Pour les colonnes ballastées, le document technique unifié DTU 13.2 prévoit un contrôle des propriétés mécaniques d'au moins une colonne sur trente, avec un minimum de trois par ouvrage, ainsi qu'un essai de chargement pour les chantiers importants. Le contrôle des colonnes s'effectue au moyen d'essais en place (pénétromètre, pressiomètre).

La mesure des tassements du sol et des colonnes, des pressions interstitielles entre les colonnes, ainsi que des contraintes totales verticales en tête des colonnes et à la surface du sol entre les colonnes complète le dispositif de contrôle. [7]

I.5. Amélioration par Inclusion rigide

Le concept de fondations sur sol renforcé par inclusions rigides constitue l'une des techniques récentes d'amélioration et de renforcement des sols. Il permet de réduire considérablement les tassements du massif de fondation sous les charges appliquées, tout en améliorant sa stabilité au poinçonnement.

Il ne s'agit pas d'amélioration du sol proprement dit, dont les caractéristiques mécaniques restent dans la majorité des cas inchangés après la mise en oeuvre des inclusions. Il s'agit en réalité d'un renforcement du sol, en créant un massif composite dans lequel les charges apportées se distribuent entre le sol lui-même et les inclusions.

Ce concept de fondation nécessite la présence d'une « plate-forme de transfert de charge » entre les inclusions et l'ouvrage qu'elles supportent. [6]

I.5.1. Inclusions rigides et types de fondation

Il est utile de replacer le concept de fondation sur sol renforcé par inclusions rigides dans le cadre général des grands principes de fondations d'ouvrages :

- La solution de *fondation superficielle* est évidemment celle qui est préférable dès que le sol de fondation permet de garantir la stabilité et conduit à des tassements acceptables pour l'ouvrage ;
- Si l'un au moins de ces deux critères n'est pas vérifié, l'alternative traditionnelle consiste à utiliser des *fondations profondes*, dimensionnées alors pour reprendre toute la charge. Cette charge est transmise aux pieux par un élément rigide qui assure le rôle de répartition des efforts entre eux : c'est la semelle (appelée aussi chevêtre) ou la dalle dans lesquelles les pieux sont encastrés.

Mais il existe de nombreuses situations intermédiaires de terrains de qualité moyenne et/ou d'ouvrages pouvant accepter quelques déformations, où la solution superficielle n'est pas admissible, tandis que la solution profonde est « surdimensionnée » par rapport à ce qui serait strictement nécessaire.

On peut y remédier par une prise en compte simultanée des capacités portantes respectives de la semelle ou du radier et des pieux, en considérant qu'une partie des charges apportées par l'ouvrage est transférée au sol sous la semelle. Ce concept, dit de *fondation mixte*, est intéressant pour les sols de caractéristiques moyennes et homogènes ; il permet d'aboutir à un système de fondation intermédiaire tout à fait convenable. Dans ce type de fondation, il y a une liaison rigide entre les pieux et la semelle, analogue à celle de pieux surmontés d'un chevêtre ; l'économie porte alors sur les sollicitations moindres dans les pieux (puisque une partie de la charge est reprise par la semelle), et donc sur un plus faible volume de fondations : longueur ou diamètre des pieux réduits. La fondation mixte, dénommée également « radier-pieux » ou « radier-brosse », est malheureusement encore peu utilisée en France, contrairement à d'autres pays, comme l'Allemagne par exemple.

La *fondation sur inclusions rigides* se rapproche de la fondation mixte, en ce sens qu'elle associe des éléments verticaux rigides, les inclusions, et une semelle ou un radier, mais sans qu'il y ait liaison mécanique rigide entre eux. D'un point de vue purement théorique, le concept d'inclusion rigide apparaît dès que, dans la fondation mixte, la liaison traditionnelle rigide entre semelle et pieux disparaît.

Dans la pratique, le passage de la fondation mixte à la fondation sur inclusions rigides se traduit par une discontinuité géométrique et mécanique, avec l'introduction d'un matelas d'une épaisseur minimale.

La figure I.11 montre la transmission des charges apportées par la construction au sol à travers les différentes fondations.

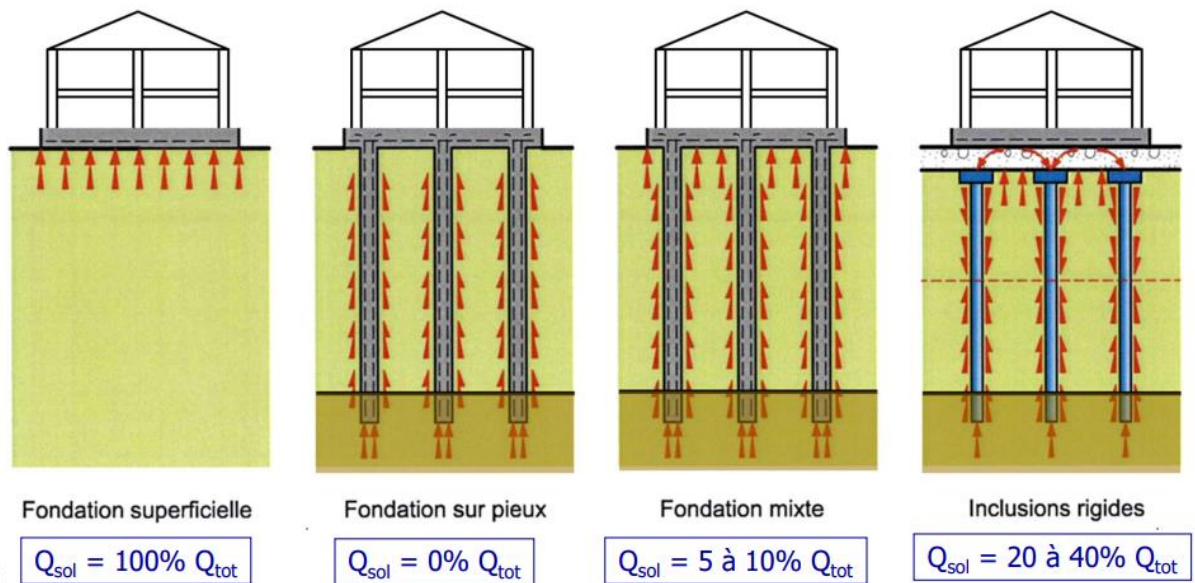


Figure I.11 : Transfert de charges dans les différents types de fondation.

Ce concept comporte différents modes d'interaction entre les inclusions, éventuellement coiffées d'une tête, la plate-forme de transfert de charges (souvent appelée matelas) supportant directement la fondation, et le sol entre les inclusions.

Le schéma de la figure I.12 résume ces différentes interactions, avec notamment un tassement différentiel à la base du matelas, qui provoque, d'une part, un report de charge sur les têtes des inclusions par effet de voûte dans le matelas et, d'autre part, un frottement négatif le long des inclusions dans la partie supérieure du sol entre les inclusions. Ce transfert de charges par frottement négatif constitue ainsi le principe fondamental de ce concept.[6]

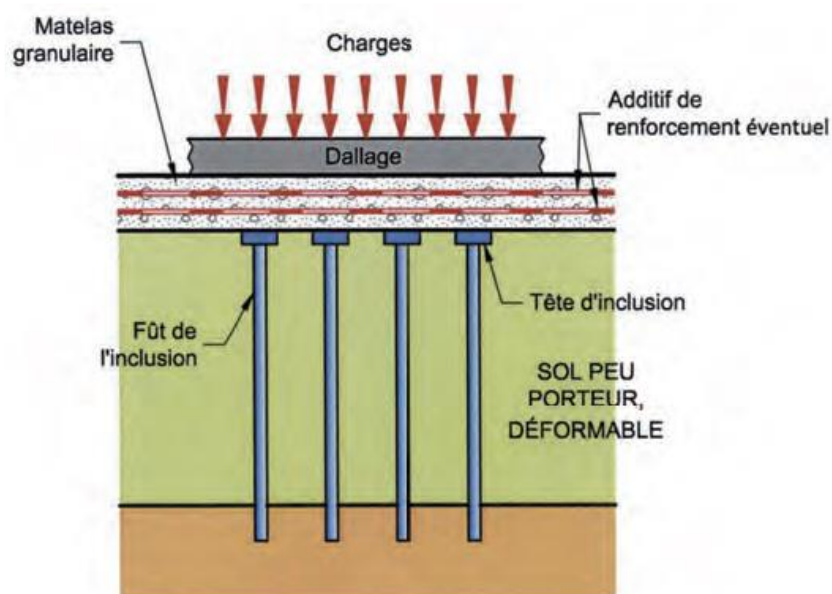


Figure I.12 : Les quatre constituants d'une fondation sur inclusions rigides complète. [6]

I.5.2. Définition d'une inclusion rigide

Les inclusions rigides proprement dites sont constituées d'éléments élancés souvent cylindriques, mécaniquement continus, et généralement verticaux (voir Figure I.12). Elles sont disposées suivant un maillage régulier, qui doit être adapté à la nature et la géométrie des charges appliquées et aux conditions de sols. La section droite d'une inclusion est en principe constante, hormis la tête qui peut être de section beaucoup plus importante.

Pour des inclusions verticales, on utilise le terme de groupe. Si les inclusions sont inclinées, le plus souvent de façon variable, on parle de réseau.

Le qualificatif de « rigide » s'impose dès que le matériau constitutif présente une forte cohésion permanente, lui conférant par ailleurs une rigidité nettement supérieure à celle du sol environnant. Cette rigidité peut cependant être très variable suivant le type d'inclusion réalisée, allant de la colonne de sol fin traité en place à la chaux jusqu'au profilé métallique, en passant par la colonne en gravier injecté au coulis de ciment, en mortier ou en béton armé ou non.

Le concept d'inclusion rigide suppose que la stabilité de la colonne est assurée sans étreinte latérale du sol encaissant, ce qui le différencie fondamentalement de celui des colonnes ballastées, dont la justification est donc totalement différente de celles des inclusions rigides.

L'effort applicable en tête, pour une section donnée, dépend de la résistance intrinsèque du matériau constituant l'inclusion, et est donc variable d'un type d'inclusion à un autre.

Les différents types d'inclusions, laissent apparaître de grandes familles, caractérisées par leur rigidité et leur capacité intrinsèque.

Ainsi, le dimensionnement d'un renforcement par inclusions rigides nécessite que la résistance interne du matériau de l'inclusion soit suffisante, et doit prendre en compte les interactions avec le sol environnant : frottement latéral, efforts en tête et en pointe.

Les dimensions des inclusions sont de ce fait elles aussi très variables. Leur longueur atteint le plus souvent au moins l'épaisseur des sols compressibles concernés, sachant que des inclusions plus courtes auraient une efficacité réduite par suite d'un défaut de capacité portante. Le diamètre ou les dimensions transversales peuvent également fortement varier puisque les techniques actuelles, au moins en France, conduisent à mettre en œuvre des diamètres allant couramment de 250 mm (« picots » en béton), jusqu'à 800 mm pour des éléments forés à la tarière creuse, ces derniers relevant alors d'une technologie identique à celle des pieux.

Avec ce dernier diamètre, des inclusions de 30 m de longueur ont été exécutées en bordure de Loire à Montoir-de-Bretagne (Loire-Atlantique). Dans un cas exceptionnel, des éléments tubulaires métalliques de 2 m de diamètre ont été mis en œuvre par battage en Grèce pour les fondations du pont de Rion-Antirion. On peut cependant imaginer des inclusions de plus petit diamètre auxquelles le calcul justificatif conduit ou que la pratique a validées. Il en est ainsi de l'utilisation du bois, tel le bambou en Extrême-Orient, ou d'éléments en mortier de 15 cm de diamètre coulés en place puis armés d'un profilé en métal foncé immédiatement après exécution de l'élément, comme cela a été utilisé en Allemagne.

Les inclusions, sont amenées à reprendre une fraction importante des charges appliquées au massif de sol compressible. Elles doivent donc être dimensionnées pour effectivement pouvoir supporter ces charges ; elles sont, avec une section droite appropriée, arrêtées le plus souvent dans un horizon de terrain suffisamment résistant.

Généralement non armées, surtout si les charges sont verticales, les inclusions peuvent parfois recevoir un ferrailage pour résister à d'éventuels efforts transversaux les sollicitant. C'est le cas par exemple du renforcement d'assise de talus de remblais de grande hauteur sur sol mou où l'on doit assurer la stabilité au glissement.

Dans un tel cas de figure, outre des armatures dans les inclusions, on peut être amené à disposer au-dessus des têtes, mais également dans le corps du remblai, des renforcements tels des géosynthétiques reprenant des efforts par traction, et limitant les efforts transversaux transmis aux inclusions. Enfin, l'absence de liaison rigide entre les inclusions et l'ouvrage porté, de même que l'effet de groupe, sont favorables en cas de sollicitation sismique.

On distingue deux types des inclusions rigide, le « domaine 1 » correspondant au cas des inclusions nécessaires à la stabilité de l'ouvrage et le « domaine 2 », correspondant au cas des inclusions non nécessaires à la stabilité de l'ouvrage, et dont l'objectif est essentiellement la réduction des tassements. [6]

I.5.3. La plate-forme de transfert de charge

Le concept d'inclusions rigides implique que leurs têtes ne soient pas liées structurellement avec l'ouvrage porté, à la différence de ce qui se fait classiquement pour une fondation sur pieux encastrés dans un chevêtre de liaison.

Une liaison est au contraire assurée en intercalant entre les têtes et l'ouvrage, une couche (ou matelas) de répartition sur laquelle repose l'ouvrage à construire.

C'est effectivement la présence de cette couche, appelée également « plate-forme de transfert de charge », le plus souvent en grave, qui fait la spécificité de la technique de renforcement par inclusions rigides.

La mise en œuvre des inclusions, associée au recouvrement de leurs têtes par un matelas, conduit en définitive à un massif composite, globalement plus résistant et moins déformable que le massif initial de sol, sur lequel l'ouvrage peut être directement fondé superficiellement.

Une épaisseur minimale de matelas est nécessaire, de façon à permettre un bon transfert de charge entre les inclusions et le sol, d'une part, et pour limiter les efforts dans la structure supportée (dallages, semelles...), d'autre part. Cette épaisseur, souvent de l'ordre de 40 à 80 cm, est par ailleurs indispensable au dimensionnement optimal de la structure portée, notamment en vue de la réduction des moments de flexion dans les dallages.

La plate-forme de transfert de charge peut être constituée, selon les applications :

- D'une simple couche de matériau granulaire bien compacté ;
- D'une couche de sol traité aux liants hydrauliques ;
- Ou d'une couche de sol renforcé par nappes horizontales de géosynthétiques.

Dans le cas d'une couche de matériaux granulaires, on cherche à obtenir une bonne compacité lui conférant un fort module de déformation.

Dans le cas de matériaux traités aux liants hydrauliques (chaux ou chaux-ciment), il faut éviter une trop grande rigidité de la couche traitée, pour éviter sa fissuration ; à l'extrême on aboutirait à une dalle portée sur fondations profondes, qui ne relèverait plus alors du principe de la fondation sur inclusions.

Le renforcement du matelas par nappes de géosynthétiques est fréquemment utilisé dans les pays anglo-saxons. Les géotextiles, disposés en une ou plusieurs nappes horizontales au sein du matelas sont peu utilisés en France, car jugés trop déformables notamment sous dallages. L'usage de géosynthétiques plus raides, tels les géogrilles, voire les treillis soudés, est plus judicieux du fait des faibles déformations suffisantes à la mobilisation d'efforts importants. Ils peuvent également être disposés en une ou plusieurs nappes, dans le matelas ou à la base d'un remblai homogène, reposant directement sur les têtes. Pour une épaisseur donnée du matelas, le géosynthétique permet de diminuer le taux de couverture.

Le concepteur a donc à sa disposition un grand nombre de solutions possibles, qu'il convient d'optimiser dans une approche technico-économique globale en vue du meilleur dimensionnement. [6]

I.5.4. Les sols concernés

Dans son principe, le système d'inclusions rigides peut s'appliquer à tous les types de terrains. En pratique il n'a d'intérêt économique que dans les sols meubles, le plus souvent compressibles : argiles, limons ou tourbes. On souligne toutefois que les tourbes, et de manière générale tous les matériaux contenant des matières organiques, doivent faire l'objet d'une attention particulière, car ils sont le siège de déformations différées.

La nature du sol, très souvent saturé, son identification, son état, son histoire et ses caractéristiques sont des éléments qui contribuent au choix du mode de réalisation des inclusions rigides dont certains peuvent être, comme pour les pieux, déconseillés.

Les applications les plus fréquentes concernent notamment les cas limites d'application des techniques traditionnelles d'amélioration des sols soit parce qu'elles ne permettent pas de garantir les critères de tassements requis, soit parce qu'elles requièrent une qualité minimale du sol environnant.

Le renforcement par inclusions rigides peut également convenir pour construire sur d'anciens sites de stockage de déchets. L'analyse de ces derniers, en termes d'agressivité chimique et d'évolution, est alors indispensable comme pour les sols organiques. Les tassements, notamment différés, doivent faire l'objet d'une attention particulière

Dans tous les cas il est important de rappeler qu'une fondation sur inclusions rigides subira un tassement de l'ordre de quelques centimètres. [6]

I.5.5. Les têtes d'inclusions

La tête d'inclusion est la partie sommitale de l'inclusion rigide. La surface de sa section droite rapportée à celle de la maille du renforcement, détermine ce que l'on appelle le « taux de couverture ». Ce dernier, souvent de l'ordre de 2 à 10 %, est un facteur essentiel dans l'efficacité du renforcement.

Dans la plupart des cas courants, l'inclusion est simplement ancrée dans le matelas de répartition ; dans certains cas, afin d'augmenter le taux de couverture, on peut être amené à élargir le diamètre de l'inclusion en tête, ou à coiffer celle-ci par une dalle.

On peut effectivement choisir des inclusions uniformes relativement serrées ou bien des éléments de diamètre identique aux précédentes, mais plus espacés et coiffés d'une tête ; dans les deux cas, le taux de recouvrement est le même.

Mais des considérations économiques entrent également en jeu dans les choix à opérer quant à la géométrie des têtes. [6]

I.5.6. Ouvrages concernés

Tout ouvrage, quelle que soit sa nature, est l'objet d'un dimensionnement à la fois interne et externe qui doit assurer son intégrité tout au long de sa construction, puis pendant son exploitation. Cette intégrité est assurée notamment si les déformations, tassements, déplacements horizontaux, distorsions, restent admissibles, sachant qu'il est souvent difficile d'en fixer les seuils précis.

La normalisation européenne prescrit d'ailleurs dans le domaine des ouvrages géotechniques le calcul en déformation. On se contentait le plus souvent, jusqu'à récemment, de justifications à la rupture, l'application des coefficients de sécurité habituels conduisant généralement à des déformations acceptables pour les ouvrages construits. Seules des conditions très sévères de déformations, amènent à entreprendre de tels calculs, souvent complexes et revenant finalement à choisir des coefficients de sécurité plus élevés que ceux habituellement utilisés. La conception de la fondation, particulièrement dans le cas de sols compressibles, revient à rechercher la solution la plus pertinente pour satisfaire les objectifs de stabilité et de déformation dans un souci d'optimisation des coûts et des délais de construction.

Lorsque le prédimensionnement d'un ouvrage montre que le sol d'assise en l'état n'est pas apte à reprendre les charges transmises par cet ouvrage sans tassement excessif ou risque de rupture, le concepteur doit alors envisager d'avoir recours à des fondations profondes ou à une amélioration préalable du terrain.

Le choix de la solution dépend donc de la nature de l'ouvrage, du type des charges apportées, soit majoritairement réparties soit plutôt ponctuelles, de la sensibilité au tassement de la structure, du type de sol rencontré et des délais disponibles pour la construction.

D'une façon générale, les solutions d'amélioration de sols sont surtout utilisées pour les ouvrages de grande emprise au sol et dont les charges sont majoritairement du type charges réparties. Par exemple, un bâtiment de grande hauteur à charge ponctuelle élevée, fondé sur mauvais sol restera, en général, du ressort de fondations profondes traditionnelles du type

pieux ou barrettes. À l'inverse, on rencontre de nombreux ouvrages qui transmettent au sol des charges réparties sur de grandes superficies parmi lesquels on peut citer :

- Les dallages et fondations des bâtiments industriels et commerciaux (Figure I.13) ;
- Les réservoirs de stockage (eau, produits pétroliers ou chimiques liquides) ainsi que les bassins et ouvrages des stations d'épuration (Figure I.14) ;
- Les remblais autoroutiers ou ferroviaires pour trains à grande vitesse (Figure I.15).[6]

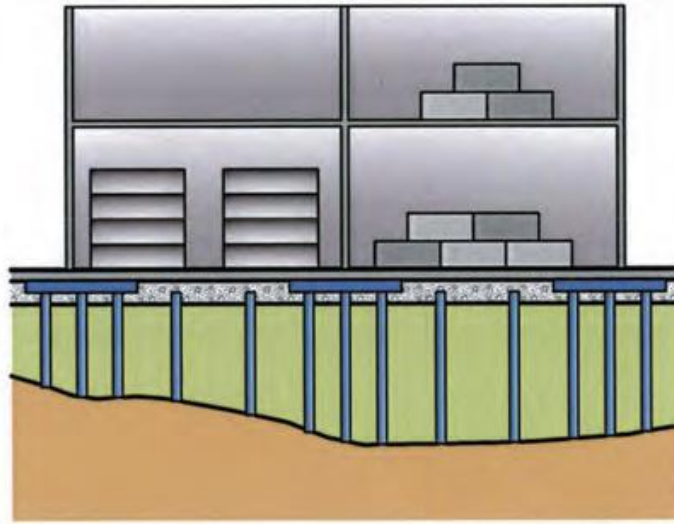


Figure I.13 : Dallages et fondations de bâtiments industriels. [6]

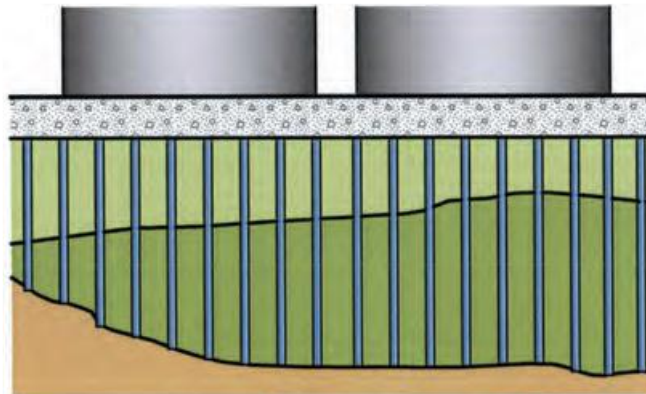


Figure I.14 : Fondations des réservoirs et des bassins. [6]

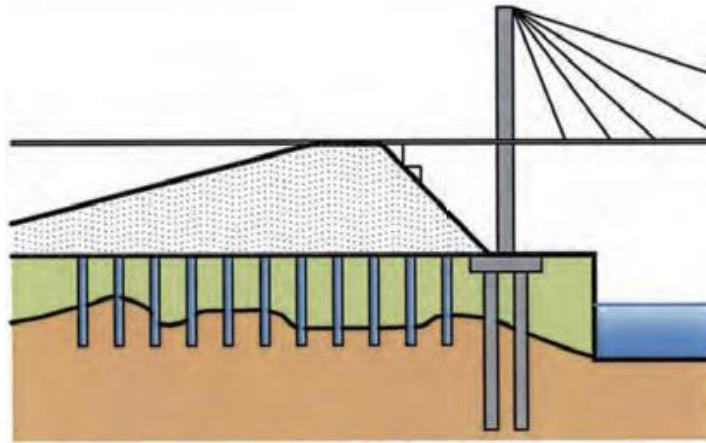


Figure I.15 : Remblai d'accès à un ouvrage d'art. [6]

I.5.7. Principe du renforcement

Pour toutes ces catégories d'ouvrages, l'utilisation de solutions d'amélioration de sols s'avère souvent adaptée et conduit à une économie par rapport aux autres solutions envisageables.

Dans quelles conditions faut-il s'orienter vers des inclusions rigides plutôt que d'autres solutions d'amélioration de sols, telles que les drains verticaux avec préchargement, les colonnes ballastées, le compactage dynamique ou par vibrations ?

Ce sont essentiellement les conditions de sols, le type d'ouvrage avec ses spécifications de tassement maximum ainsi que les délais de construction et le coût de réalisation qui vont orienter le choix.

En ce qui concerne les conditions de sols, on sait par exemple que les sols cohérents ne peuvent pas être améliorés par des méthodes dynamiques telles que le compactage dynamique ou la vibro-flottation. On a vu également que certains sols cohérents très mous (vase par exemple) ou organiques pouvaient proscrire l'utilisation d'une technique de renforcement de sol non cimentée telle que les colonnes ballastées.

La profondeur du mauvais sol est également un élément à prendre en compte, certaines techniques ayant des limites d'efficacité en profondeur, alors que la technologie de réalisation des inclusions rigides s'apparente à celle des pieux et permet d'atteindre de plus grandes profondeurs avec des outillages adaptés.

C'est donc généralement dans le cas de sols mous ou très mous, naturels ou anthropiques, d'épaisseur significative que les inclusions rigides seront bien adaptées.

Pour ce qui est de l'ouvrage, il est évident que le recours à une solution d'inclusions rigides s'imposera dans le cas de charges relativement élevées (dallage très fortement chargé ou réservoir de grande hauteur par exemple), plutôt qu'une solution d'inclusions souples du type colonnes ballastées qui ne permettrait pas de réduire suffisamment les tassements prévisibles.

La prise en compte des délais de construction peut être un facteur déterminant. Par exemple dans le cas de la construction d'un remblai sur sol compressible, une solution de préchargement avec drainage vertical est souvent adaptée et économique mais nécessite un temps disponible important : délai d'installation des drains verticaux, montée du remblai à sa cote finale augmentée de la compensation du tassement et de la surcharge temporaire (pouvant nécessiter une montée par phases si la stabilité n'est pas assurée), attente de la consolidation et enlèvement de la surcharge résiduelle. Le programme des travaux ne permet pas toujours de disposer de ce temps, alors qu'une solution d'inclusions rigides permettra de monter rapidement le remblai et de mobiliser les tassements immédiatement.

Enfin, le coût de la solution reste, bien évidemment, le critère de choix primordial, la solution retenue devant s'avérer la plus compétitive pour le maître de l'ouvrage.

On peut ici signaler que, dans un certain nombre de cas, plusieurs solutions peuvent être techniquement envisageables, et qu'il est donc utile de comparer le coût de ces différentes options, en ayant en mémoire que ce coût dépend de la nature et de la densité d'inclusions requises, mais aussi des performances des outillages proposés par les entreprises.

Le principe du renforcement est illustré par la Figure I.16. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dalles peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.

Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire.

Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.

Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane. [3]

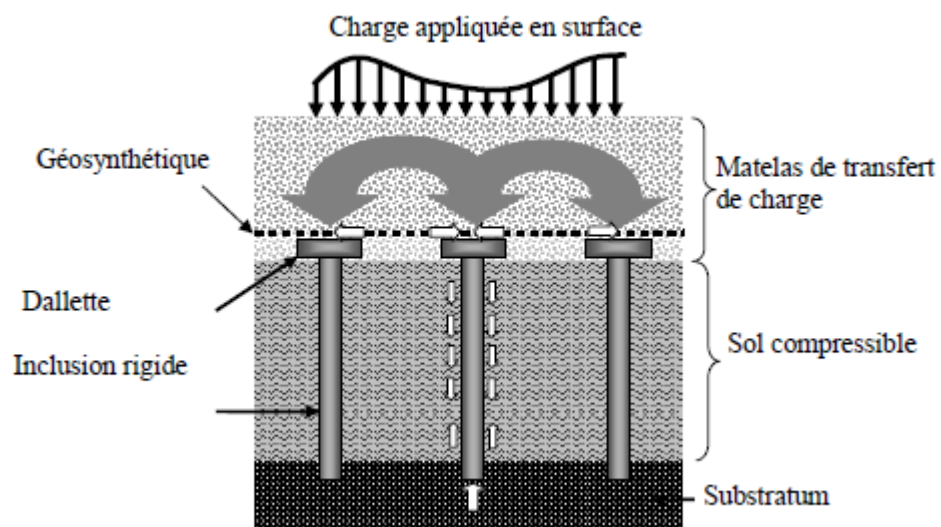


Figure I.16 : Principe de la méthode. [3]

Le frottement le long des inclusions participe également aux mécanismes de transfert de charge.

La Figure I.17 présente le comportement d'un réseau d'inclusions soumis à un chargement. Au niveau de la partie supérieure des inclusions, le sol compressible tasse plus que les inclusions et entraîne du frottement négatif le long de l'inclusion, ce qui contribue au report de la charge sur les inclusions. Ainsi le sol de fondation participe aux mécanismes. Au niveau de la partie inférieure, les inclusions poinçonnent le substratum qui n'est jamais parfaitement rigide, ce qui entraîne du frottement positif. Au niveau de la base de l'inclusion se développe un effort de pointe. [3]

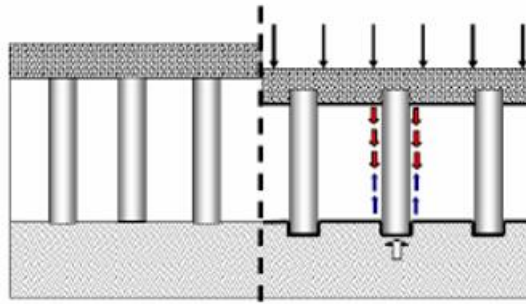


Figure I.17 : Réseau d'inclusions soumis à un chargement. [3]

La Figure I.18 illustre le chargement d'une inclusion soumise à du frottement négatif et du frottement positif.

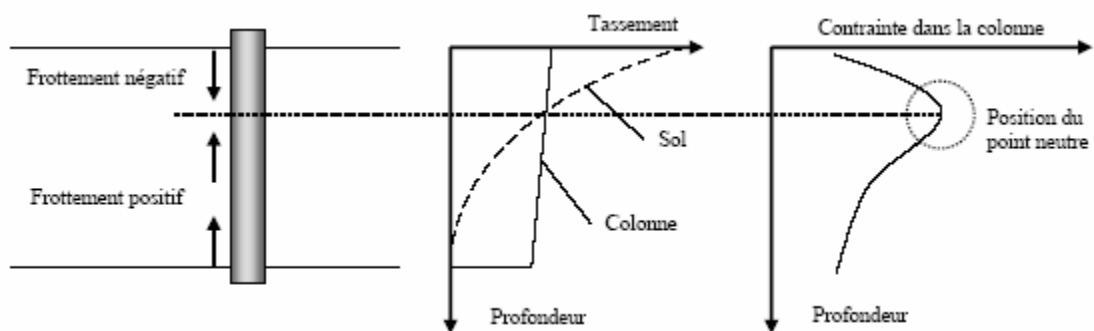


Figure I.18 : Frottement le long des inclusions. [3]

Les mécanismes qui se développent dans le matelas de transfert de charge et le long des inclusions sont en forte interaction. Les tassements au niveau de l'interface entre le sol compressible et le matelas conditionnent simultanément la formation des voûtes dans le sol granulaire, la mise en tension du géosynthétique éventuel et le frottement le long des inclusions.

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 MPa (pieu métallique).

Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint). L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.

Parmi les inclusions construites *in situ* on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrete Column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.).

Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). La mise en oeuvre des inclusions *in situ* est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site. Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité.

Nous pouvons énoncer deux approches de dimensionnement des inclusions :

1. Les inclusions sont supposées reprendre la totalité des charges appliquées par le matelas, le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement géosynthétique en base du remblai qui transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans ce cas la contribution du sol de fondation est négligée.

2. Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol de fondation, même en présence d'un géosynthétique. Cependant les tassements de consolidation du sol compressible doivent être pris en compte. [3]

Les dalles coiffant les inclusions peuvent être de section carrée ou circulaire. La Figure I.19 présente le cas d'un chantier où les inclusions ont des têtes en béton de section carrée.



Figure I.19 : Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai. [3]

Les inclusions sont mises en place suivant un maillage rectangulaire ou triangulaire (Figure I.18). En appelant A_p la section d'une tête d'inclusion et A_s la surface d'une maille élémentaire, le taux de recouvrement α est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions et est défini par :

$$\alpha = \frac{A_p}{A_s}$$

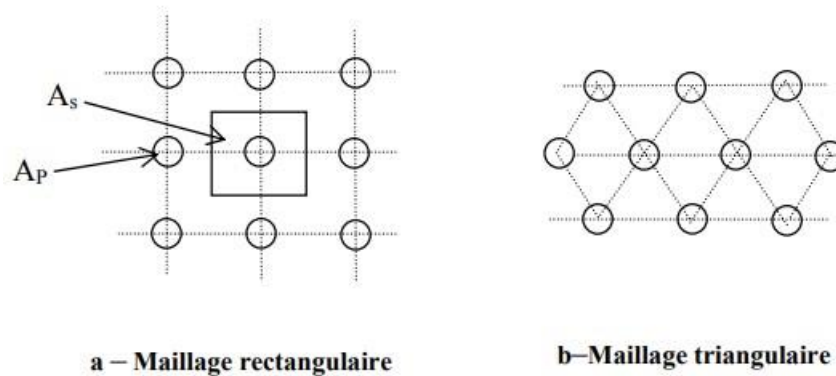


Figure I.20 : Réseau d'inclusions. [3]

I.5.8. Contrôle

Les contrôles doivent porter en particulier sur :

- Les produits livrés sur le chantier ;
- L'évaluation de la conformité du matériau du matelas avec celles prises dans le dimensionnement du renforcement vis-à-vis des risques d'endommagement et de la durabilité des géosynthétiques ;
- La vérification des conditions de manutention et de stockage qui doivent être conformes aux recommandations du fournisseur ;
- La vérification de la mise en œuvre du renforcement. Le positionnement du produit doit être conforme au plan de calepinage et aux recommandations du fournisseur.

En particulier, l'orientation, le sens de pose et les recouvrements ou jonctions doivent être vérifiés ainsi que les dispositions d'ancrage. [3]

I.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les différentes techniques d'amélioration des sols en place qui s'appliquent pour les sols fins et les sols grenus. L'étude bibliographique montre qu'il existe une grande diversité de méthodes, basées sur des concepts variés.

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que : la nature de l'ouvrage, le type de sol rencontré, le type des charges apportées, qui peuvent être réparties ou ponctuelles, de la sensibilité au tassement de la structure, des délais disponibles pour la construction et du coût de réalisation.

On retient que les solutions d'amélioration de sols sont surtout utilisées pour les ouvrages de grande emprise au sol et dont les charges sont majoritairement du type charges réparties. On retient également que les inclusions rigides sont bien adaptées dans le cas de sols mous ou très mous, naturels ou anthropiques, d'épaisseur significative.

Chapitre II : Présentation du projet

II.1. Introduction

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

II.2. Situation géographique du projet

La région d'étude est située dans le Nord-est Algérien. Le site avait été exploité par le port de Annaba pour le dépôt des conteneurs (figure II.6), jusqu'à l'an 2016 ou il a été transféré en une gare maritime.

Le terrain se trouve au bord de la crête du port de Annaba, son coté Est donne sur la mer méditerranéenne, limitée à l'Ouest par la route d'el Kala N44, au Sud par le centre Bitume Naftal d'Annaba. La vue générale du site est donnée dans la figure II.7 et II.8.



Figure II.1 : Orthophoto du site 2011.



Figure II.2 : Carte satellite de la zone du projet étudié.

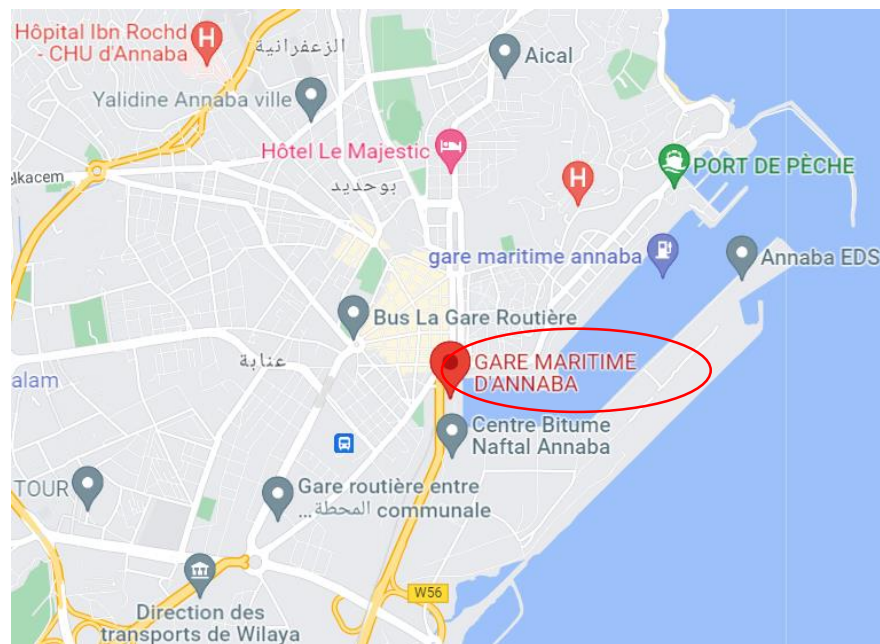


Figure II.3 : Carte représentant la zone du projet étudié.

II.3. Description du projet

Le projet concerne la construction d'une nouvelle gare maritime au port d'Annaba qui disposera d'un terminal capable de recevoir 100 navires de voyageurs par an est prévue pour accueillir 200.000 voyageurs annuellement. La Figure II.1 présente une vue 3D du projet.

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.

L'ouvrage principal de la nouvelle gare maritime est composé de trois bloc A, B et C. Les blocs A et C ont une surface d'environ 1700m² (35,10m x 48,40m) et le bloc B aura une surface d'environ 1400m² (35,10m x 40m).



Figure II.4 : Représentation 3D de la nouvelle gare maritime d'Annaba.[9]

L'ouvrage principal est R+3 sans sous-sol fondé sur un radier général d'épaisseur 1,25m composé globalement :

- Pour le RDC : D'un hall d'accueil, d'un centre commercial et d'une voie de circulation pour camions ;
- Pour le 1^{er} étage : Globalement d'un parking et une cafétéria ;
- Pour le 2^{ème} étage : Du service d'enregistrement et de douane, de services bancaires, d'assurance et de santé ;
- Pour le 3^{ème} étage : D'un restaurant et de commerces.

Une vue en plan et une coupe globale du projet se situe respectivement sur les figures II.2 et II.3 suivantes :

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.
Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.

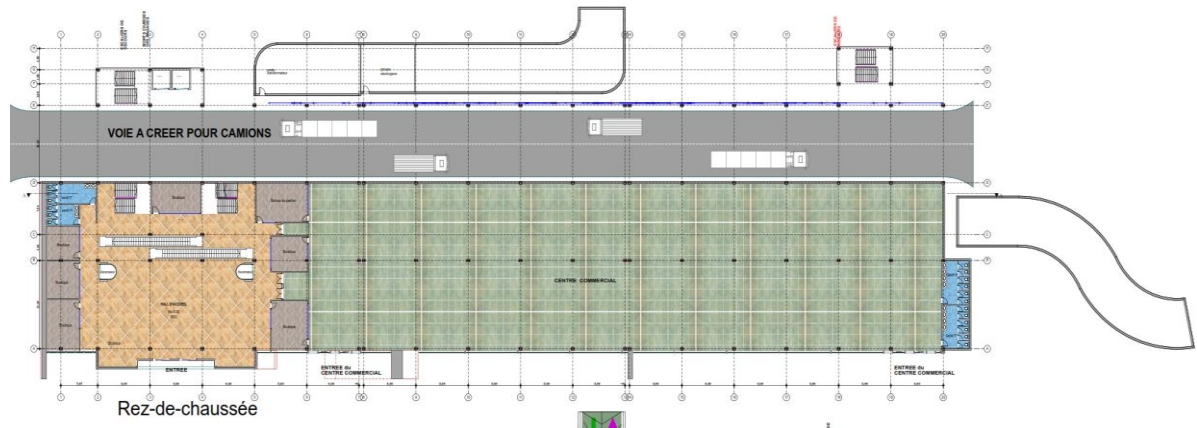


Figure II.5: Vue en plan du projet de la nouvelle gare maritime d'ANNABA.

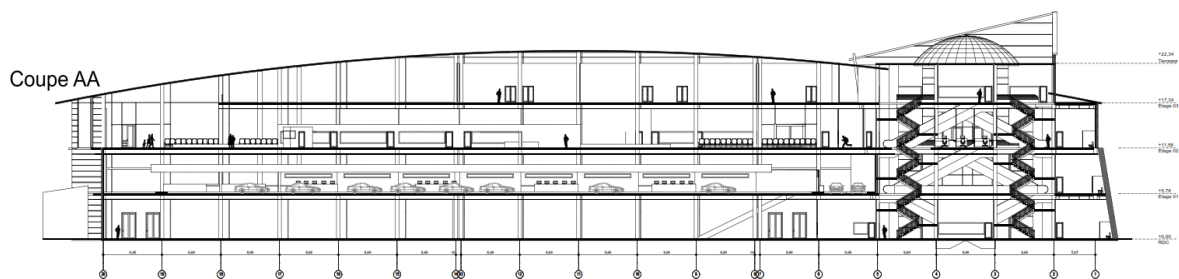


Figure II.6 : Coupe verticale AA du projet de la nouvelle gare maritime.

Sur la périphérie de l'ouvrage principal se trouve différents ouvrages annexes. Ces ouvrages se composent notamment de :

- Deux escaliers d'accès sur la façade maritime (figure II.4) ;

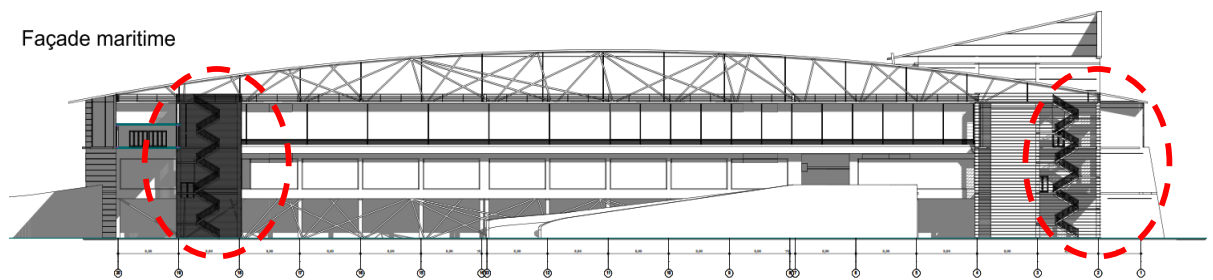


Figure II.7 : Façade maritime du projet montrant les escaliers.

- Deux rampes d'accès pour véhicule qui auront un accès direct à partir de la ville au parking du R+1 (figure II.5) ;

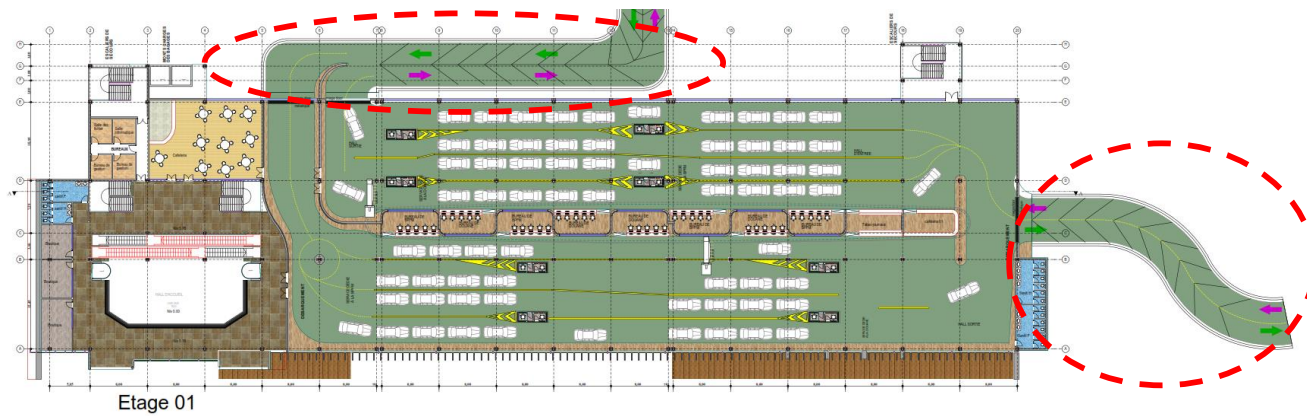


Figure II.8 : Vue en plan du 1^{er} étage montrant les deux rampes d'accès pour véhicules.

- Trois appuis pour la passerelle d'accès aux navires en façade maritime ;
- Deux appuis pour la passerelle d'accès surmontant la chaussée en façade urbaine.

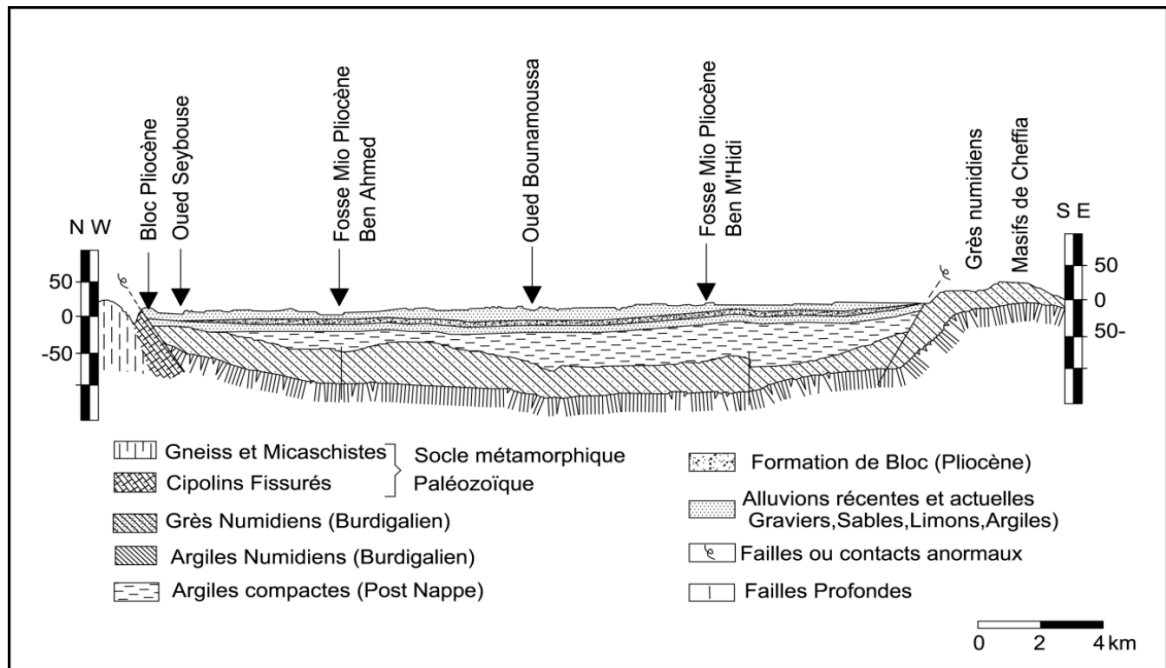
II.4. Contexte géologique et hydrogéologique

La plaine orientale d'Annaba, région du nord-est algérien occupe toute la partie nord du bassin versant de la Maffragh.

Le relief est dans son ensemble modéré, constitué vers le sud par un ensemble de montagnes (les monts de la Cheffia et d'El-Kala, le point culminant +974m à Drael-maida) entaillées par de nombreuses vallées.[3]

Les ressources en eau sont abondantes dans la région de l'extrême Nord-Est algérien et sont surtout constituées par les écoulements des oueds Kébir Est, Bounamoussa et Seybouse et leurs affluents. En effet, ces ressources sont peu utilisées puisque sur un volume de 546 Hm³/an, seule une quantité assez limitée est emmagasinée par les barrages de Chefa (Bounamoussa) et Mexa (Kébir Est) et quelques retenues collinaires, le reste du volume s'écoule vers la mer. La réalisation des barrages de Bouhalloufa et de Boulathan pourra emmagasiner une bonne partie de cette eau. Les eaux souterraines proviennent de deux horizons aquifères différents (libre superficielle et profonde captive). La première nappe qui est la plus importante est celle du massif dunaire de Bouteldja et la deuxième est la nappe profonde des graviers de Annaba Ben-Mhidi d'El-Tarf, ainsi que les nappes superficielles.[2]

Les études hydrogéologiques effectuées sur le site ont montré que les formations du système aquifère sont constituées de sédiments relevant du Mio-pliocène et du Quaternaire des deux fosses d'effondrement (Ben Ahmed, Ben M'Hidi), leur remplissage s'est effectué de manière hétérogène, formant une alternance d'argile sableuse, de sables, et de graviers (figure II.10).[1]



II.5. Climat

Région du littoral soumise à un climat tempéré de type méditerranéen qui se caractérise par des étés chauds et ensoleillés et des hivers doux et pluvieux, reçoit une importante tranche d'eau (900mm/an à Ain-Assel).

II.6. Sismicité du site

D'après la nouvelle classification sismique des wilayas d'Algérie faite par le Centre National de Recherche en Génie Parasismique (C. G. S) après le dernier séisme du 21 Mai 2003, dans le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 (version 2003), l'Algérie est subdivisée en cinq zones sismiques (figure II.7) qui sont définis comme suit :

- **Zone 0** : sismicité négligeable ;
- **Zone I** : sismicité faible ;
- **Zone II a et II b** : sismicité moyenne ;
- **Zone III** : sismicité forte.

Tout ouvrage construit est classé selon son importance suivant le RPA 99 dans l'un des quatre groupes suivants :

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale (sécurité- hôpitaux) ;
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance (scolaire et culture) ;
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne (habitations-bureaux) ;

- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance (hangars).

Chaque zone a un coefficient d'accélération A qui dépends de la sismicité de la région et de la classification de l'ouvrage étudié, les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau II.1 ci-dessous :

Tableau II-1 : Coefficient d'accélération A. [10]

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D'après le RPA, la ville de Annaba est classée comme une zone de sismicité moyenne : **zone II a**. Nous estimons que le projet de la nouvelle gare maritime correspond au **groupe 1B**, et conformément au tableau 1, le coefficient d'accélération à prendre en considération est : $A = 0,20$.

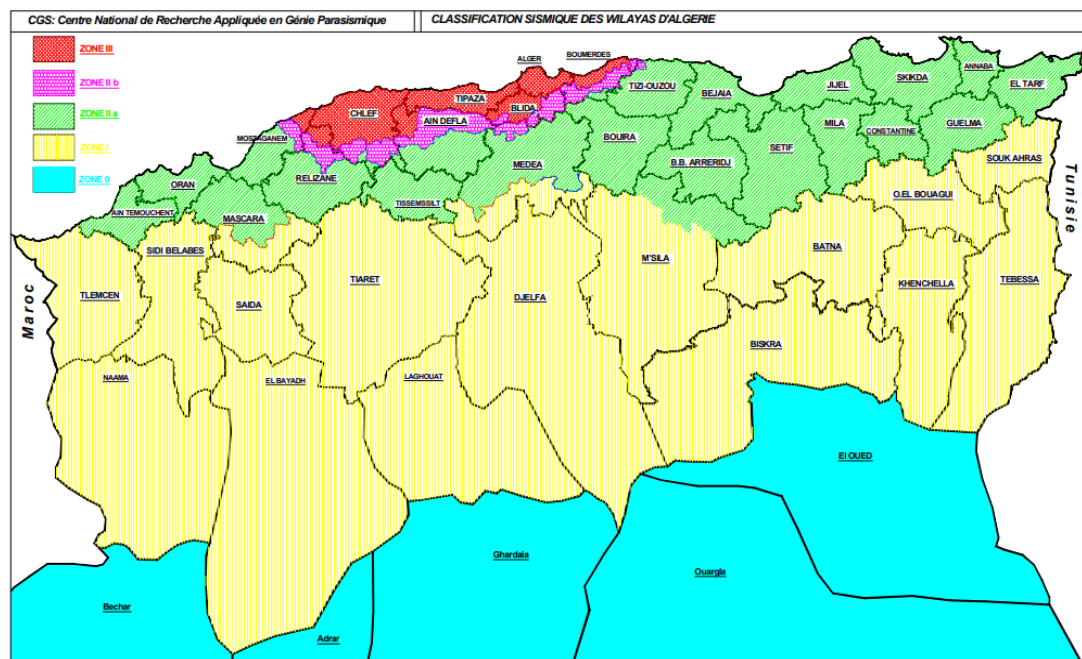


Figure II.10 : Carte de zonage sismique du territoire national.[10]

II.7. Conclusion

Le projet que nous allons étudier est situé dans région d'Annaba qui se distingue d'un climat méditerranéen recevant une grande tranche d'eau en hiver. La zone du projet à étudier est classée comme une zone de sismicité moyenne IIa, et l'ouvrage est de grande importance (Groupe 1B).

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 du sol à étudier et de proposer ainsi un système de fondation adéquat.

Chapitre III : Interprétation des données géotechniques

III.1. Introduction

La campagne de reconnaissance géotechnique in-situ et en laboratoire est une étape indispensable à la construction d'un ouvrage. En effet, la vie d'un ouvrage est conditionnée directement par la stabilité de ses fondations et donc par la nature des sols sur lesquels elles reposent. Ainsi, le dimensionnement des fondations nécessite une connaissance fine et précise du contexte géotechnique.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la synthèse des reconnaissances géotechniques réalisées dans le cadre du projet de la nouvelle gare maritime, 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. Ce travail sera réalisé conformément aux normes et aux règles de l'art.

III.2. Programme de la campagne de reconnaissance

Les investigations ont été réalisées par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (L.T.P.EST) Direction régionale de ANNABA : Elles sont synthétisées ci-dessous :

- 10 sondages carottés menés jusqu'à environ 30m de profondeur associée à des prélèvements des échantillons qui ont permis de réaliser les essais suivants :
 - Des essais d'identification : mesure de teneur en eau, mesure de masse volumique, limites d'Atterberg, analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie
 - Des essais mécaniques :
 - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande (C , ϕ) ;
 - Essai de compressibilité à l'œdomètre : (P_c , C_c , C_g) ;
 - Des analyses chimiques :
 - Carbonates ;
 - Insolubles ;
 - Gypse ;
 - Agressivité ;
- 10 sondages pénétrométriques au carottier SPT ;

Le plan d'implantation des sondages est représenté dans la figure 1.

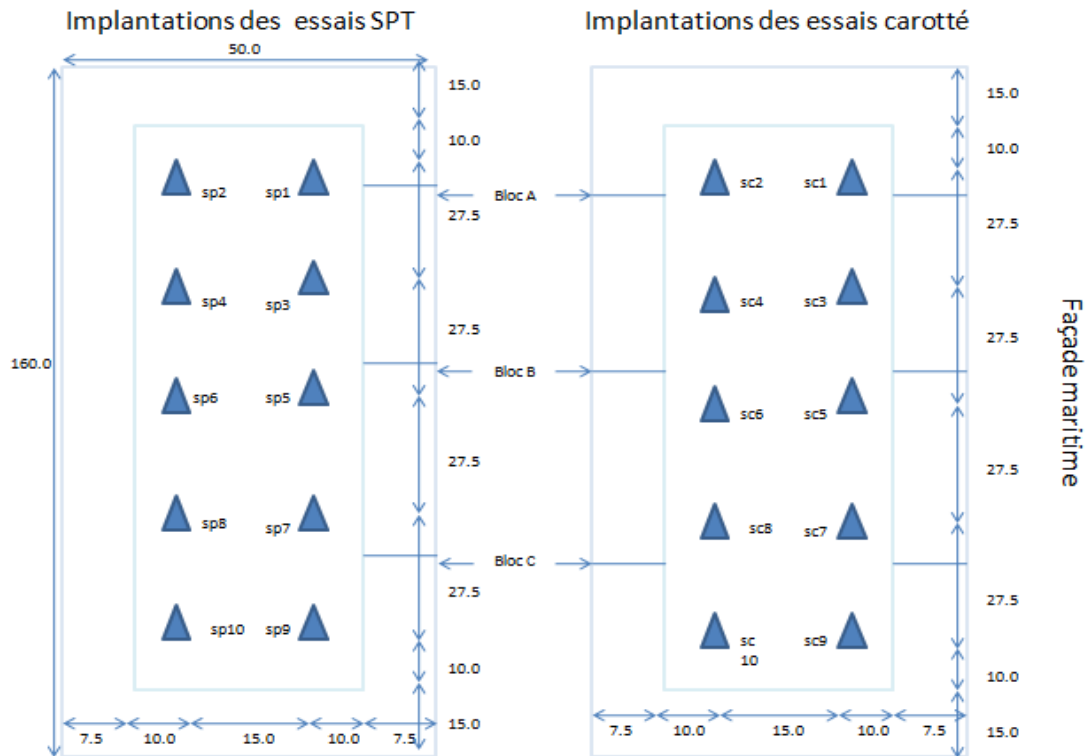


Figure III.1: Plan d'implantation des sondages

III.2.1. Résultats des sondages in-situ

III.2.1.1. Sondages carottés

Les résultats des sondages carottés sont présentés ci-dessous :

SC01 :

0,0 – 0,25 m : Couche de béton bitumineux.

0,25 – 1,40 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable

1,40 – 3,00 m : Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.

3,00 – 5,30 m : Sable fin.

5,30 – 6,00 m : Sable moyen avec traces d'argile de couleur brune foncée.

6,00 – 11,90 m : Sable moyen.

11,90 – 13,50 m : Vase.

13,50 – 19,00m : Sable moyen à grossier.

19,00 – 2,00 m : Argile sableuse de couleur brune foncée.

SC02 :

0,00 – 3,00 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable + blocs de différentes tailles + laitier.

3,00 – 6,50 m : Sable moyen.

6,50 – 13,00 m : Argile vaseuse plastique de couleur grise.

13,00 – 17,00 m : Sable avec traces d'argile de couleur brune foncée.

17,00 – 19,00 m : Argile vaseuse plastique de couleur grise.

19,00 – 20,00 m : Argile avec peu de sable de couleur grise.

SC03 :

0,00 – 0,30 m : Couche de béton bitumineux.

0,30 - 3,00 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

3,00 – 5,00 m : Sable moyen.

5,00 – 7,00 m : Limon avec peu d'argile.

7,00 – 13,00 m : Argile limoneuse de couleur brune.

13,00 – 20,00 m : Argile sableuse de couleur brune.

SC04 :

0,00 – 0,40 m : Couche de béton bitumineux (BB) + grave bitume (GB).

0,40 - 3,20 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

3,20 – 20,00 m : Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.

SC05 :

0,00 – 0,30 m : Couche de béton bitumineux.

0,30 - 2,00 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

2,00 – 3,00 m : Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.

3,00 – 7,50 m : Sable moyen avec traces d'argile de couleur brune.

7,50 – 13,50 m : Limon et argile sous forme de vase de couleur brune foncée.

13,50 – 27.00 m : Sable grossier.

27,00 – 30,00 m : Argile sableuse de couleur brune.

SC06 :

0,00 – 0,20 m : Couche de béton bitumineux.

0,20 - 3,00 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

3,00 – 5,00 m : Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.

5,00 – 14,20 m : Limon et argile sous forme de valse de couleur brune foncée.

14,20 – 22,00 m : Sable grossier avec traces d'argile.

22,00 – 30,00 m : Sable fin avec traces d'argile.

SC07 :

0,00 – 0,30 m : Couche de béton bitumineux (BB) + grave bitume (GB).

0,30 - 2,80 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

2,80 – 10,00 m : Limon et argile de couleur brune.

10,00 – 13,80 m : Limon et argile de couleur brune foncée.

13,80 – 25,00 m : Sable moyen avec traces d'argile.

25,00 – 28,00 m : Sable argileuse de couleur jaunâtre à brunâtre.

28,00 – 30,00 m : Gneiss très altère.

SC08 :

0,00 – 0,25 m : Couche de béton bitumineux (BB).

0,25 - 3,00 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

3,00 – 10,00 m : Sable avec peu de limon et traces d'argile de couleur brune.

10,00 – 13,00 m : Limon et argile de couleur brune foncée.

13,00 – 17,40 m : Sable fin.

17,40 – 30,00 m : Sable avec peu d'argile.

SC09 :

0,00 – 0,30 m : Couche de béton bitumineux (BB).

0,30 - 2,00 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

2,00 – 5,00 m : Sable fin

5,00 – 14,60 m : Limon avec peu d'argile de couleur brune.

14,60– 17,00 m : Sable fin.

17,00 – 21.50 m : Sable avec peu d'argile.

21.50 – 29.00 m : Argile sableuse.

29.00 – 30.00 m : Gneiss friable.

SC10 :

0,00 – 0,25 m : Couche de béton bitumineux (BB).

0,25 - 2,20 m : Remblai hétérogène constitué de grave concassée + sable.

2,20 – 20,00 m : Sable fin avec traces d'argile de couleur brune.

20,00 – 25,00 m : Sable fin avec traces d'argile de couleur jaunâtre.

25,00– 28,00 m : Argile sableuse de couleur brune.

28,00 – 30.00 m : Gneiss très altéré.

Il est noté qu'une planche de photographie nous a été communiquée. Celle-ci est présentée sous format noir et blanc. L'interprétation des sols à partir de cette planche n'était donc pas faisable.

III.2.1.2. Sondages SPT (Standard Pénétration Test)

10 sondages pénétrométriques SPT ont été réalisés sur le site.

L'essai S.P.T consiste à faire pénétrer dans le sol par battage, un carottier de dimensions normalisées, porté par un train de tiges et de compter le nombre de coups nécessaire à l'enfoncement de 30 cm. Cet essai présente l'avantage de permettre à la fois de prélever des échantillons remaniés indicatifs des couches traversées et d'avoir une mesure de la résistance du sol. Il permet parfois la traversée de couches denses alors que l'essai purement statique ne le permet pas.[1]

Le nombre de coups obtenu par l'essai varie entre 1 et 20 coups avec une valeur moyenne de 10 coups dans les profondeurs qui varient de 3 à 14 m, classant la couche comme lâche à très lâche selon les classifications proposées par les RPA99.

Les nombre de coup N varie entre 21 à 40 coups dans les profondeurs qui varient entre 15 à 28 m avec une moyenne de 32.5 coups. Ces valeurs nous permettent de classer le sol comme moyennement compact à compact selon les classifications proposées par les RPA99.

A partir de cette profondeur le nombre de coups augmente jusqu'à atteindre 58 coups, ce qui permet de classer la couche comme ferme et peut être considéré comme substratum, selon les RPA99.

Les valeurs obtenues de l'essai SPT en fonction des profondeurs sont récapitulées dans les tableaux suivants : (tableaux 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20).

Tableau III-1 : Résultats de l'essai SPT (SC01).

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	5	7	7	14	Lâche
4,50 – 4,95	7	9	10	19	Lâche
6,00 – 6,45	8	10	11	21	Moyennement compact
7,50 – 7,95	6	9	10	19	Lâche
9,00 – 9,45	3	4	3	7	Lâche
10,50 – 10,95	5	6	8	14	Lâche
12,00 – 12,45	2	3	2	5	Très lâche
13,50 – 13,95	2	2	4	6	Très lâche
15,00 – 15,45	6	8	8	16	Lâche
16,50 – 16,95	7	10	15	25	Moyennement compact
18,00 – 18,45	6	11	15	26	Moyennement compact

Tableau IIIII-2 : Résultats de l'essai SPT (SC02)

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	7	9	14	23	Lâche
4,50 – 4,95	5	11	16	27	Moyennement compact
6,00 – 6,45	1	2	2	4	Très lâche
7,50 – 7,95	2	1	2	3	Très lâche
9,00 – 9,45	2	3	4	7	Très lâche
10,50 – 10,95	3	3	5	8	Très lâche
12,00 – 12,45	4	5	5	10	Lâche
13,50 – 13,95	5	7	9	16	Lâche
15,00 – 15,45	6	9	14	23	Lâche
16,50 – 16,95	5	10	16	26	Moyennement compact
18,00 – 18,45	7	10	14	24	Moyennement compact

Tableau III-3 : Résultats de l'essai SPT (SC03)

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	7	18	20	38	Moyennement compact
4,50 – 4,95	10	15	16	31	Moyennement compact
6,00 – 6,45	3	2	3	5	Très lâche
7,50 – 7,95	2	3	4	7	Très lâche
9,00 – 9,45	3	4	4	8	Lâche
10,50 – 10,95	4	6	7	13	Lâche
12,00 – 12,45	5	5	8	13	Lâche
13,50 – 13,95	6	8	7	15	Lâche
15,00 – 15,45	7	9	16	25	Lâche
16,50 – 16,95	5	11	18	29	Moyennement compact
18,00 – 18,45	4	8	12	20	Lâche

Tableau III-4 : Résultats de l'essai SPT (SC04)

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
4,50 – 4,95	6	10	13	23	Moyennement compact
6,00 – 6,45	4	3	3	6	Très lâche
7,50 – 7,95	1	2	2	4	Très lâche
9,00 – 9,45	2	1	2	3	Très lâche
10,50 – 10,95	2	3	3	6	Très lâche
12,00 – 12,45	4	3	3	6	Très lâche
13,50 – 13,95	4	5	15	20	Lâche
15,00 – 15,45	7	12	18	30	Moyennement compact
16,50 – 16,95	7	11	17	28	Moyennement compact
18,00 – 18,45	5	6	9	15	Lâche

Tableau III-5 : Résultats de l'essai SPT (SC05)

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	1	2	1	3	Très lâche
4,50 – 4,95	2	3	4	7	Très lâche
6,00 – 6,45	8	13	15	28	Moyennement compact
7,50 – 7,95	1 sur 45 centimètres				
9,00 – 9,45	1	1	2	3	Très lâche
10,50 – 10,95	2	1	1	2	Très lâche
12,00 – 12,45	2	3	2	5	Très lâche
13,50 – 13,95	7	9	16	25	Lâche
15,00 – 15,45	8	13	18	31	Moyennement compact
16,50 – 16,95	7	10	14	24	Moyennement compact
18,00 – 18,45	6	11	13	24	Moyennement compact
19,50 – 19,45	5	9	12	21	Lâche
21,00 – 21,45	8	11	17	28	Moyennement compact
22,50 – 22,95	10	12	16	28	Moyennement compact
24,00 – 24,45	11	13	19	32	Moyennement compact
25,50 – 25,95	9	15	22	37	Moyennement compact
27,00 – 27,50	12	16	24	40	Moyennement compact
28,50 – 28,95	13	18	29	47	Moyennement compacte

Tableau III-6 : Résultats de l'essai SPT (SC06)

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	4	3	7	10	Très lâche
4,50 – 4,95	2	1	1	2	Très lâche
6,00 – 6,45	1 sur 45 centimètres				Très lâche
7,50 – 7,95	1	2	2	4	Très lâche
9,00 – 9,45	2	1	2	3	Très lâche
10,50 – 10,95	1	2	2	4	Très lâche
12,00 – 12,45	1	2	9	5	Très lâche
13,50 – 13,95	4	8	12	20	Lâche
15,00 – 15,45	8	10	15	25	Moyennement compact
16,50 – 16,95	6	9	13	22	Lâche
18,00 – 18,45	6	7	7	14	Lâche
19,50 – 19,45	5	11	14	25	Moyennement compact
21,00 – 21,45	8	13	17	30	Moyennement compact
22,50 – 22,95	9	14	18	32	Moyennement compact
24,00 – 24,45	11	14	21	35	Moyennement compact
25,50 – 25,95	10	15	19	34	Moyennement compacte
27,00 – 27,50	9	14	22	38	Moyennement compact
28,50 – 28,95	11	18	24	42	Moyennement compact

Tableau III-7 : Résultats de l'essai SPT (SC07)

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	2	3	4	7	Très lâche
4,50 – 4,95	8	12	16	28	Moyennement compact
6,00 – 6,45	5	6	8	14	Lâche
7,50 – 7,95	2	1	3	4	Très lâche
9,00 – 9,45	1	1	2	3	Très lâche
10,50 – 10,95	1 sur 45 centimètres				Très lâche
12,00 – 12,45	1 sur 45 centimètres				Très lâche
13,50 – 13,95	1	2	4	6	Très lâche
15,00 – 15,45	6	10	13	23	Moyennement compact
16,50 – 16,95	7	8	14	22	Lâche
18,00 – 18,45	5	8	12	20	Lâche
19,50 – 19,45	6	10	16	26	Moyennement compact
21,00 – 21,45	10	15	21	36	Moyennement compact
22,50 – 22,95	9	13	19	32	Moyennement compact
24,00 – 24,45	8	15	20	35	Moyennement compact
25,50 – 25,95	7	13	18	31	Moyennement compact
27,00 – 27,50	10	14	22	36	Moyennement compact
28,50 – 28,95	11	16	23	39	Moyennement compact

Tableau III-8 : Résultats de l'essai SPT (SC08).

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
6,00 – 6,45	1	1	2	3	Très lâche
7,50 – 7,95	2	1	3	4	Très lâche
9,00 – 9,45	1 sur 45 centimètres				Très lâche
10,50 – 10,95	1	1	3	4	Très lâche
12,00 – 12,45	2	3	3	6	Très lâche
13,50 – 13,95	4	8	11	19	Lâche
15,00 – 15,45	6	10	15	25	Moyennement compact
16,50 – 16,95	7	11	18	29	Moyennement compact
18,00 – 18,45	8	10	13	23	Moyennement compact
19,50 – 19,45	7	9	12	21	Lâche
21,00 – 21,45	11	16	23	39	Moyennement compact
22,50 – 22,95	8	14	24	38	Moyennement compact
24,00 – 24,45	11	16	26	42	Moyennement compact
25,50 – 25,95	10	12	22	34	Moyennement compact
27,00 – 27,50	14	21	32	53	Moyennement compact
28,50 – 28,95	16	20	29	49	Moyennement compact

Tableau III-9 : Résultats de l'essai SPT (SC09).

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	6	6	9	15	Lâche
4,50 – 4,95	7	8	11	19	Lâche
6,00 – 6,45	5	5	6	11	Lâche
7,50 – 7,95	5	4	3	7	Lâche
9,00 – 9,45	3	1	1	2	Très lâche
10,50 – 10,95	2	1	1	2	Très lâche
12,00 – 12,45	1	1	2	3	Très lâche
13,50 – 13,95	3	4	8	12	Lâche
15,00 – 15,45	6	12	16	28	Moyennement compact
16,50 – 16,95	8	14	19	33	Moyennement compact
18,00 – 18,45	10	15	20	35	Moyennement compact
19,50 – 19,45	9	14	24	38	Moyennement compact
21,00 – 21,45	5	11	13	24	Moyennement compact
22,50 – 22,95	7	12	18	30	Moyennement compact
24,00 – 24,45	6	10	16	26	Moyennement compact
25,50 – 25,95	10	12	18	30	Moyennement compact
27,00 – 27,50	13	18	23	41	Moyennement compact
28,50 – 28,95	10	19	34	53	Moyennement compact

Tableau III-10 : Résultats de l'essai SPT (SC10).

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+N45	Etat de sol
3,00 – 3,45	4	5	8	13	Lâche
4,50 – 4,95	2	3	1	4	Très lâche
6,00 – 6,45	1	2	1	3	Très lâche
7,50 – 7,95	3	4	5	9	Lâche
9,00 – 9,45	4	4	7	11	Lâche
10,50 – 10,95	1	2	1	3	Très lâche
12,00 – 12,45	1	1	1	2	Très lâche
13,50 – 13,95	6	10	17	27	Moyennement compact
15,00 – 15,45	8	11	19	30	Moyennement compact
16,50 – 16,95	7	13	14	27	Moyennement compact
18,00 – 18,45	7	10	12	22	Moyennement compact
19,50 – 19,45	5	8	15	23	Lâche
21,00 – 21,45	8	13	19	32	Moyennement compact
22,50 – 22,95	6	10	15	25	Moyennement compact
24,00 – 24,45	7	12	18	30	Moyennement compact
25,50 – 25,95	8	11	19	30	Moyennement compact
27,00 – 27,50	12	18	33	51	Moyennement compact
28,50 – 28,95	11	22	36	58	Moyennement compact

III.2.2. Résultats des essais au laboratoire

Plusieurs échantillons de sols ont été prélevés des sondages carottés. Les prélèvements ont visé la plupart des faciès de sols.

Dans les paragraphes qui suivent, nous allons synthétiser les différents essais de laboratoire réalisés, l'objectif de chaque essai ainsi qu'une synthèse des résultats. Le détail des résultats de laboratoire est présenté en annexe.

III.2.2.1. Analyse granulométrique

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle peut se faire aussi bien que par tamisage pour les éléments de dimensions ≥ 80 mm (NF P 94-056), que par sédimentation pour les éléments de dimensions < 80 mm (NF P 94-057).

Le pourcentage des passants à $80 \mu\text{m}$ issus des sondages effectués varient entre 22 à 97.9%. Les résultats montrent que les sols sont de natures hétérogènes variant entre sols fins et granulaires.

Les figures suivantes représentent les courbes granulométriques des essais réalisés :

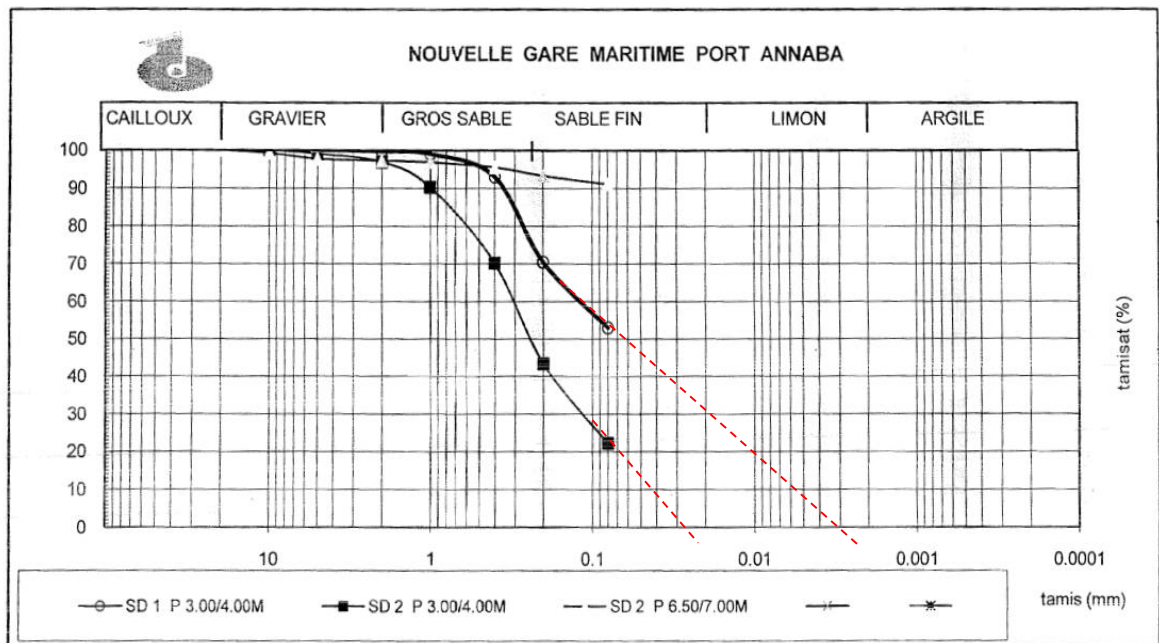


Figure III.2 : Courbe granulométrique du SC01 et SC02.

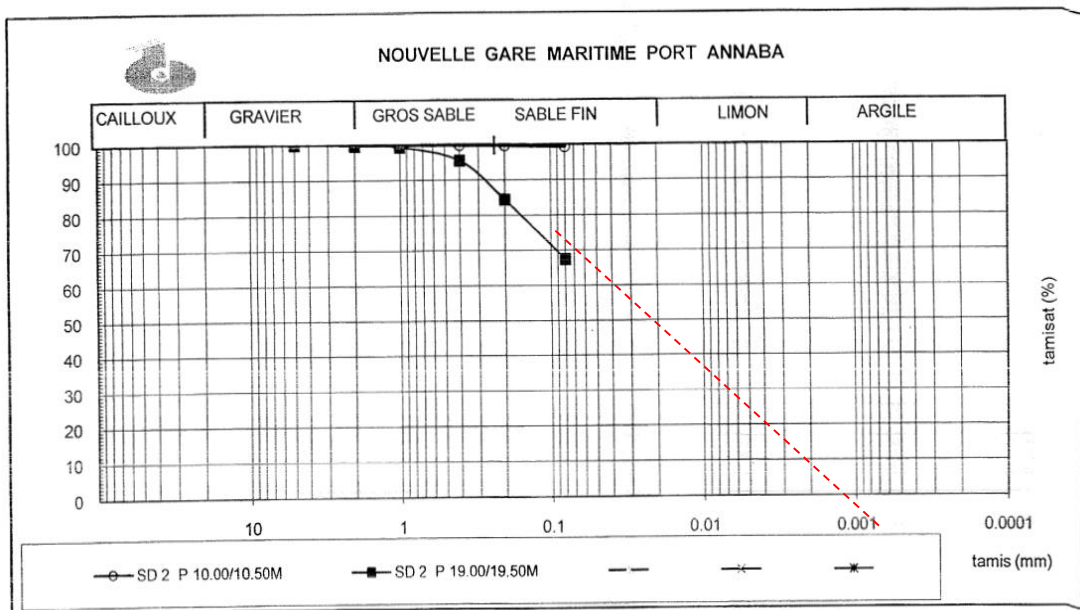


Figure III.3 : Courbe granulométrique du SC02.

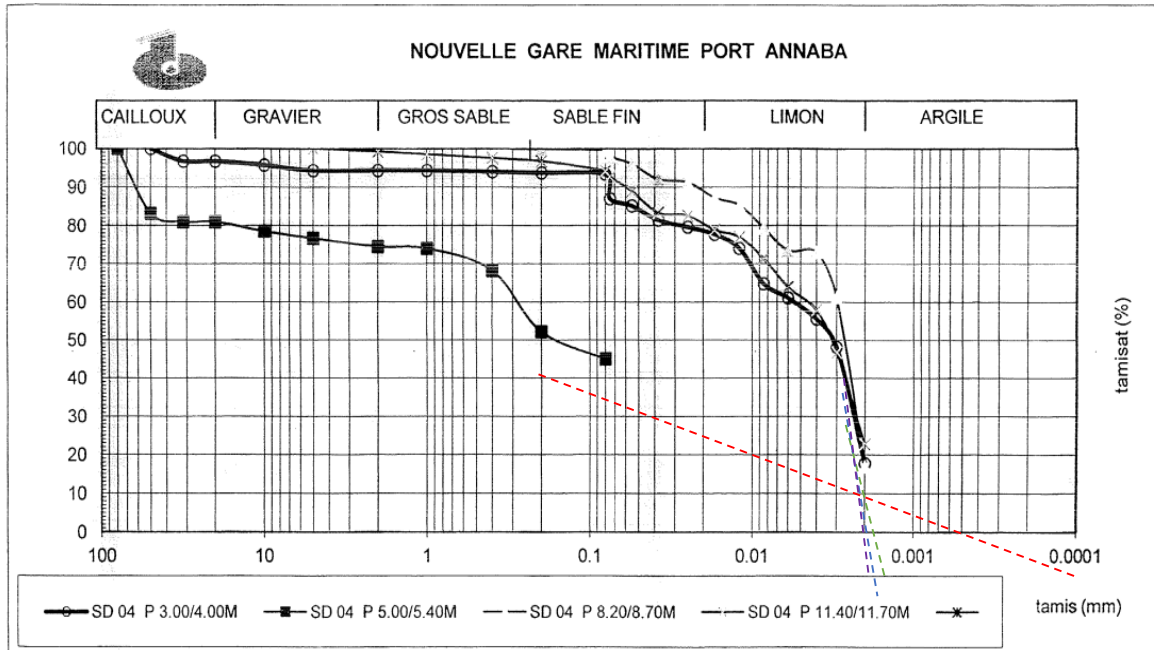


Figure III.4 : Courbe granulométrique du SC04.

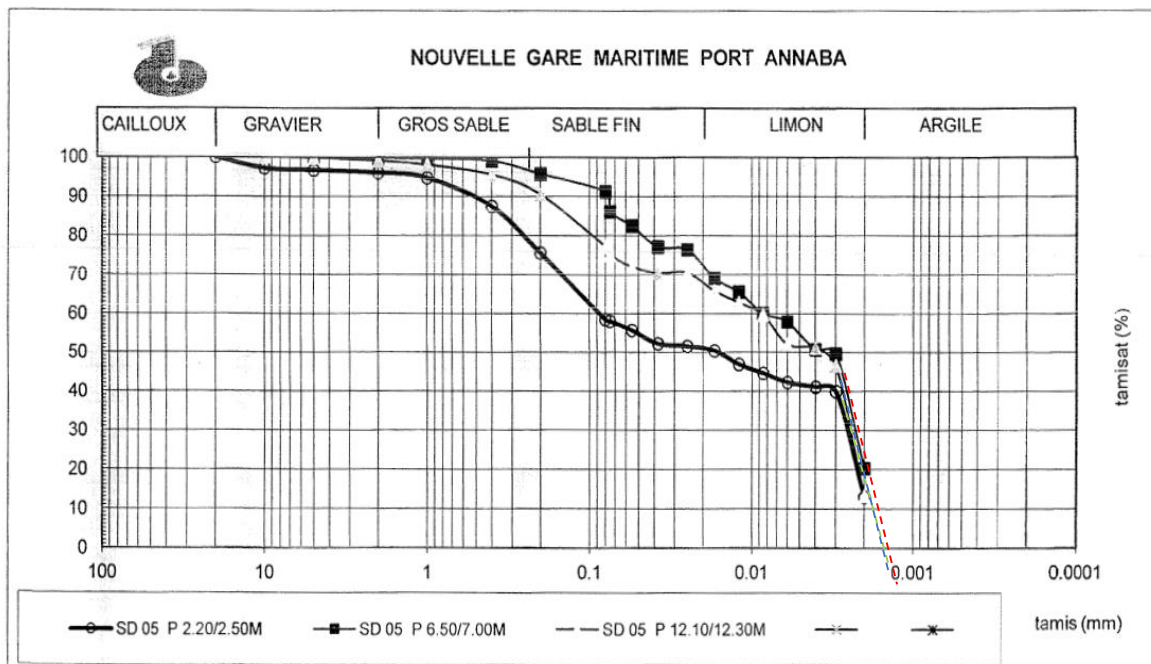


Figure III.5 : Courbe granulométrique du SC05.

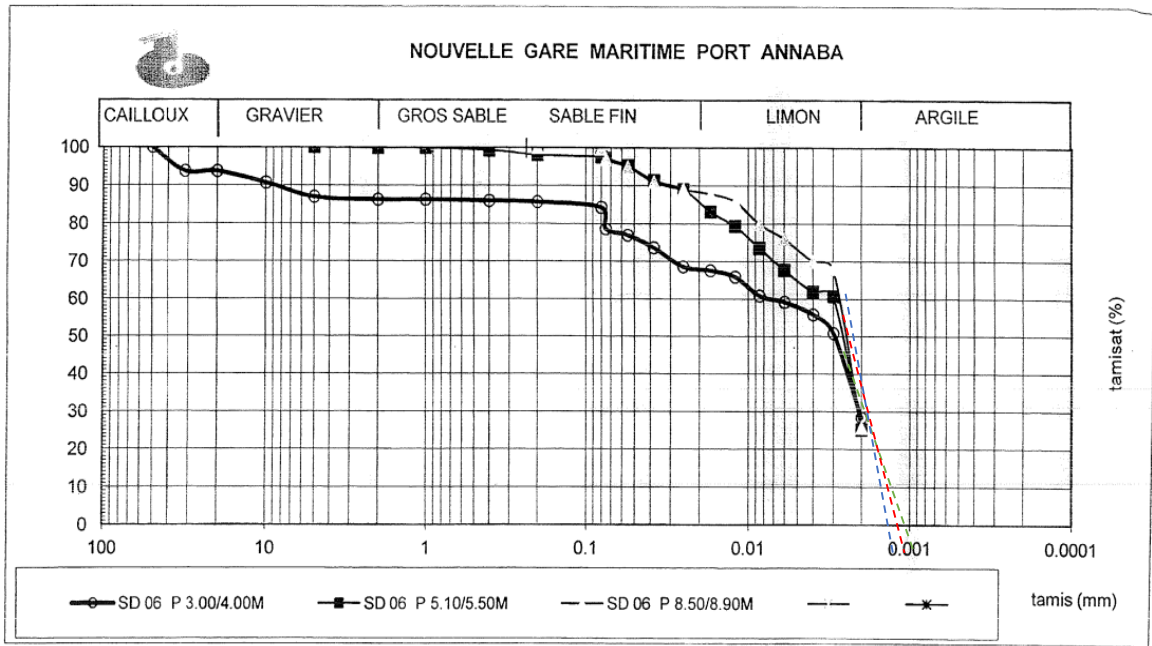


Figure III.6a : Courbe granulométrique du SC06.

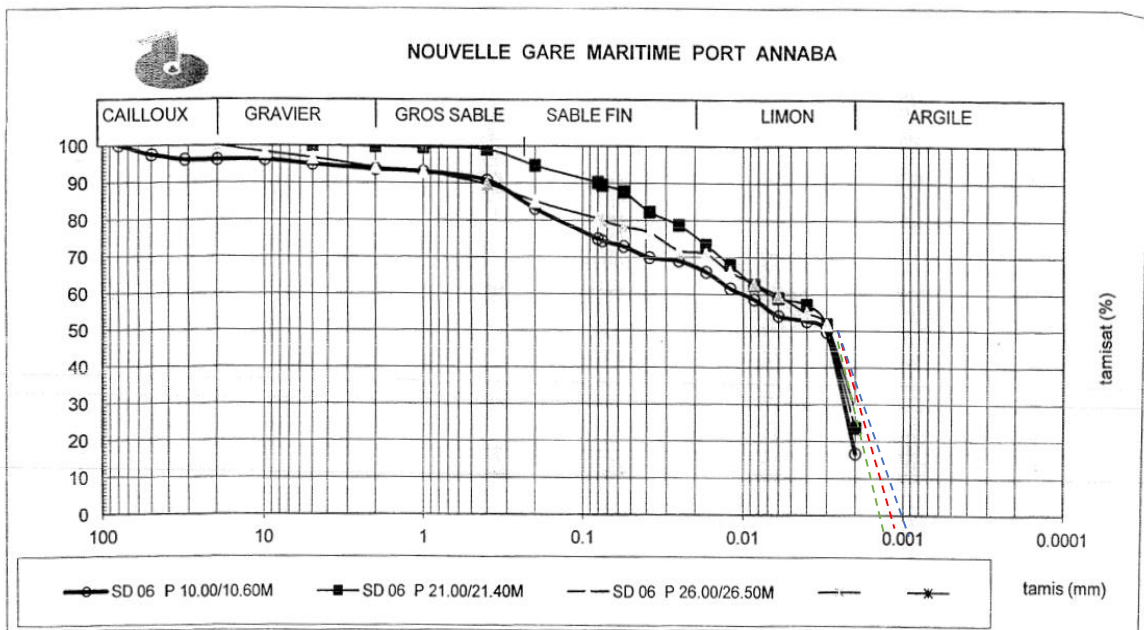


Figure 5b : Courbe granulométrique du SC06.

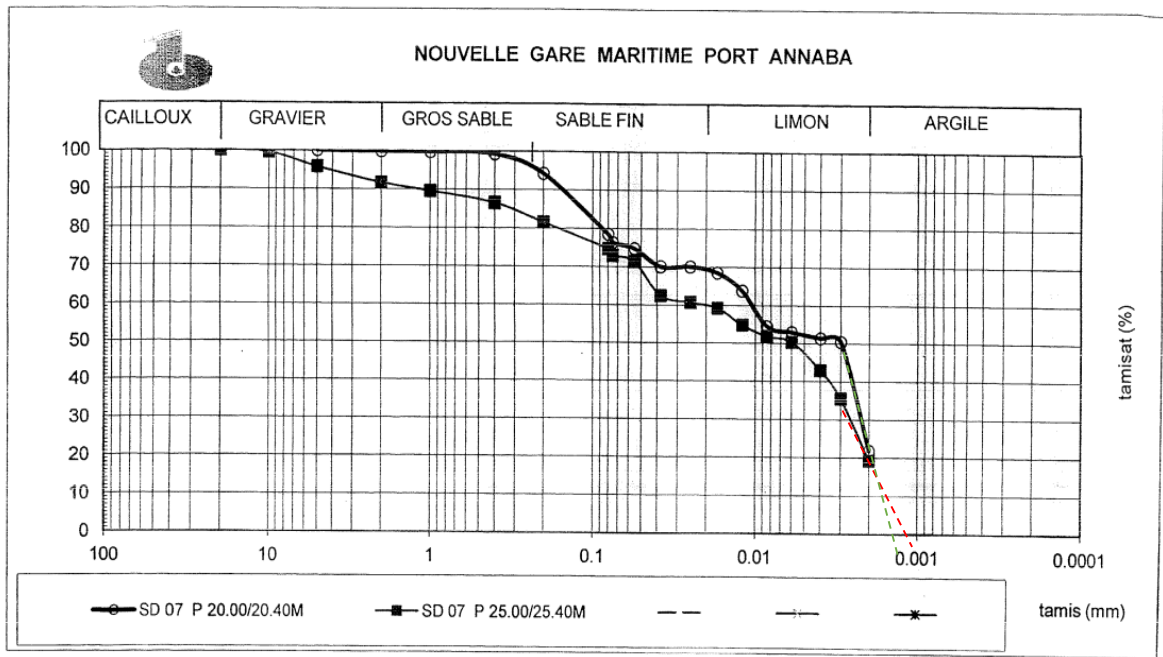


Figure III.7a : Courbe granulométrique du SC07.

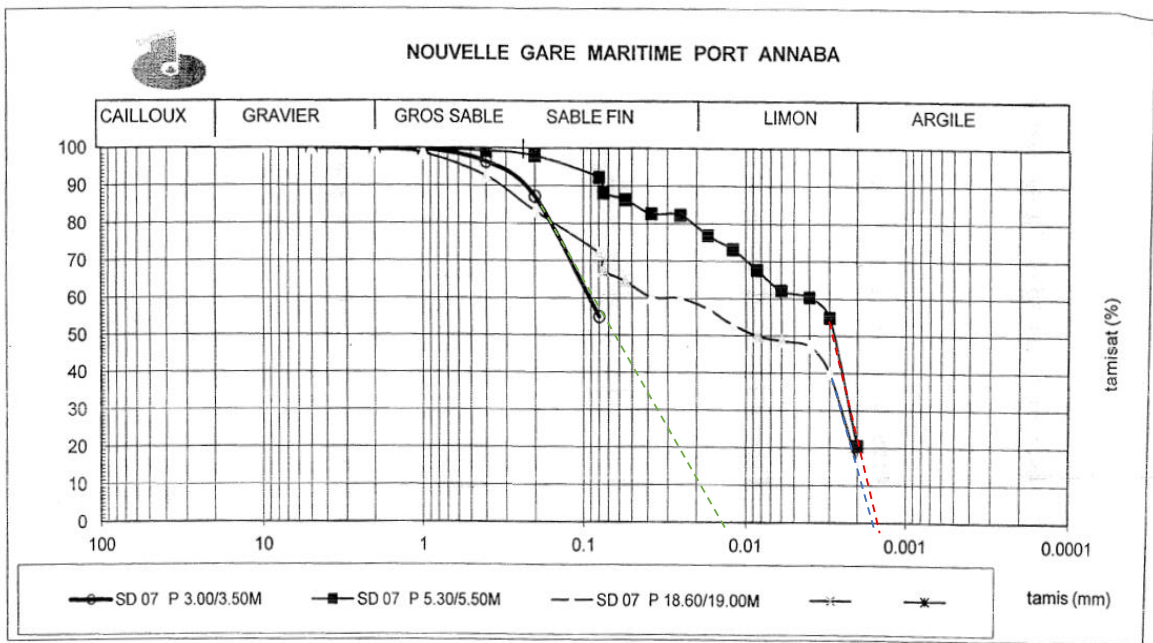


Figure 6b : Courbe granulométrique du SC07.

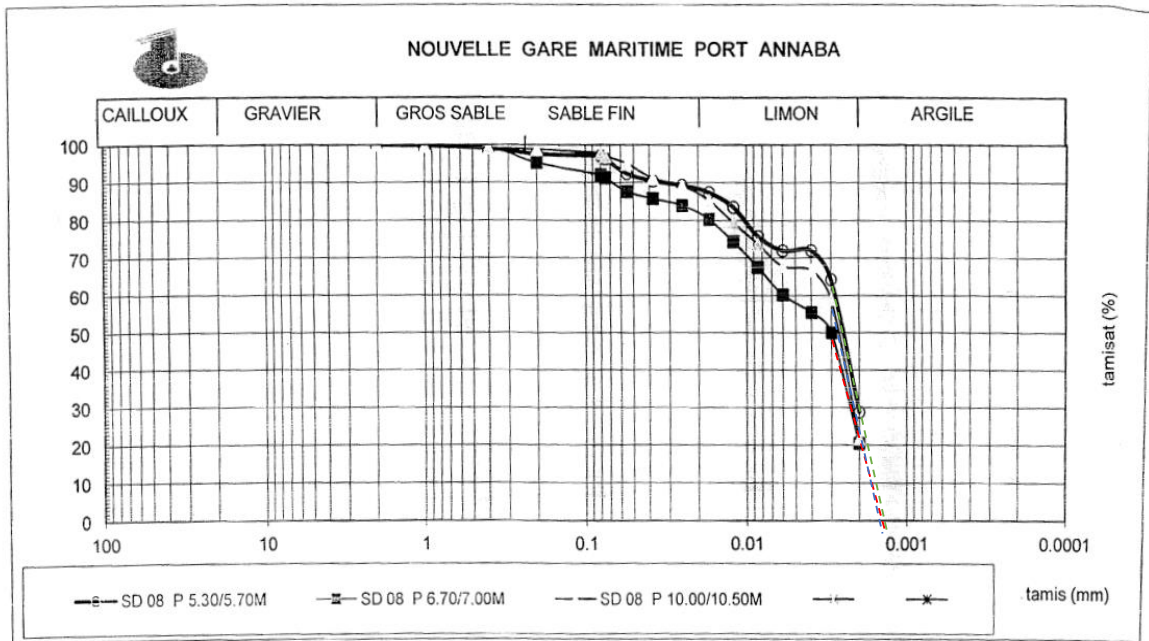


Figure III.8 : Courbe granulométrique du SC08.

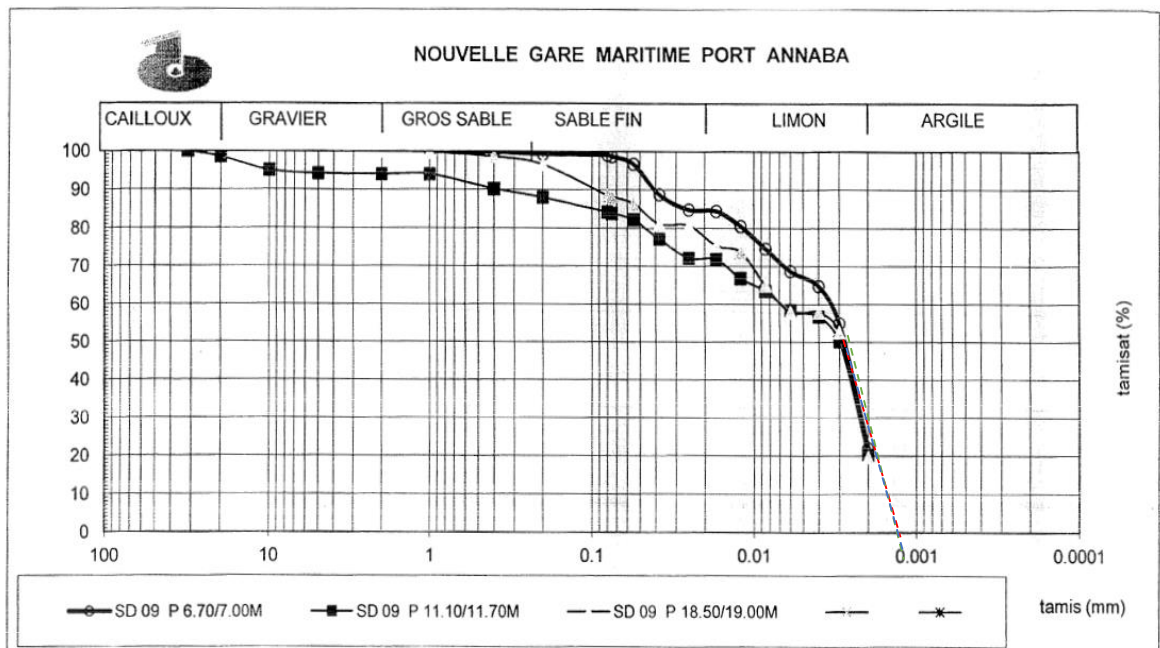


Figure III.9 : Courbe granulométrique du SC09.

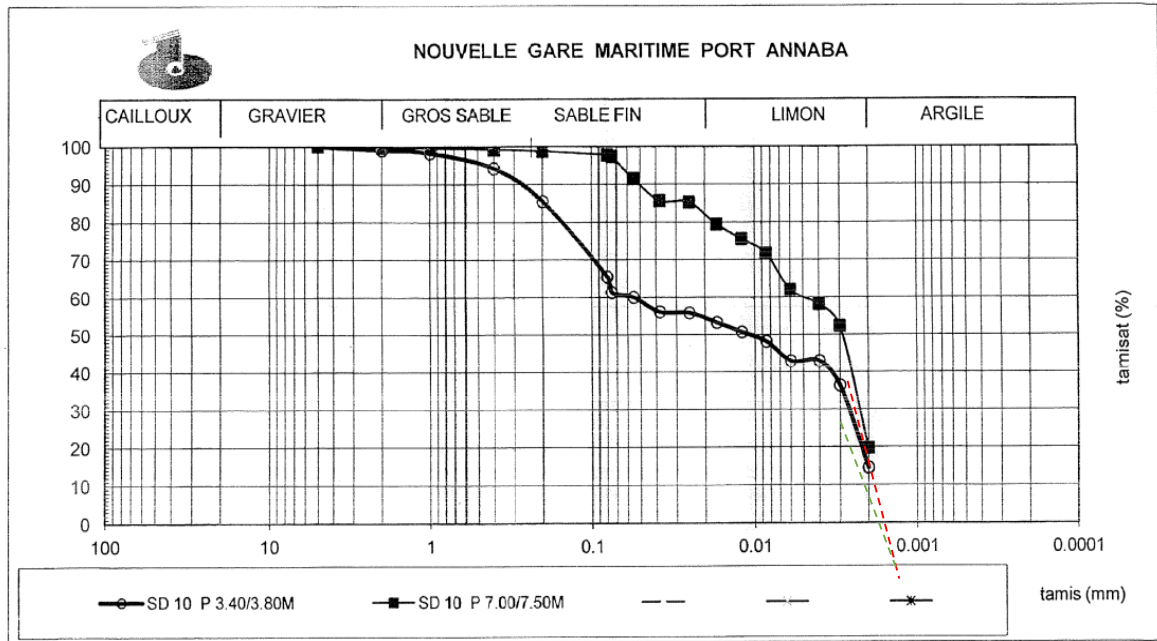


Figure III.10 : Courbe granulométrique du SC10.

III.2.2.2. Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau caractéristiques des sols fins permettant entre autres d'établir leur classification et d'évaluer leur consistance en marquant les seuils entre :

- le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité : W_L),
- le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité : W_P).

L'indice de plasticité IP mesuré varie entre :

- 5 et 11% avec une moyenne de 8 % dans les profondeurs de 2 à 5 m classant la couche comme non plastique,
- 15 et 38% avec une moyenne de 26,5 %, au-delà de 5m et jusqu'à 26 m de profondeurs, classant les sols comme peu plastiques à plastiques.

La classification des sols est faite selon la norme (NF P P94-011).

On note que ces essais sont réalisés seulement dans les sols fins. Les résultats annoncés ne concernent donc pas les passages formés de sols granulaires (sables, graves).

III.2.2.3. Classification du sol selon le système L.C.P.C

Le système de classification USCS (Unified Soil Classification System) a été développé par A. Casagrande en 1948 pour la construction des pistes d'aérodromes, et il l'a modifié en 1952 pour le rendre applicable à d'autres types de construction (barrages, fondations, etc.).

Le système USCS est une classification arborescente ayant pour base l'analyse granulométrique et l'affinité à l'eau.

Cette classification distingue les sols grenus des sols fins d'après le pourcentage en poids des particules de dimensions inférieurs à 75 μ m (80 μ m dans la classification LCPC). Elle classe les sols grenus en graves et sables avec indications de la régularité, de la granulométrie et de la fraction fine. Les sols fins sont classés en fonction de leurs plasticités – limites d'Atterberg.[2]

L'organigramme de classification des échantillons est fourni en annexe I.

La classification LCPC a démontré une diversité dans les classes de sol étudié qui varient entre des graves à argile sableux et sable argileux. De ce fait, on peut considérer que les couches formant le sol sont hétérogènes.

Les essais granulométriques effectués sur le sol ne sont pas représentatifs sur tous les faciès rencontrés, car la majorité des prélèvements des échantillons n'a été faite que dans certaines profondeurs argileuses.

III.2.2.4. Teneur en eau

La teneur en eau d'un matériau, noté w , est le rapport entre le poids de l'eau contenu dans un échantillon de sol et de son poids sec. Elle est mesurée conformément à la norme NF P 94-050([8]).

D'après les résultats obtenus, la teneur en eau varie de (20 à 50) % avec une valeur moyenne de 35% dans les profondeurs comprises entre 3 à 11 m, et de (23 à 37) % dans les profondeurs (11 à 25) m avec une valeur moyenne de 18.5%. Ces résultats témoignent d'un état hydrique relativement humique des sols et confirment que ces derniers baignent dans la nappe phréatique.

III.2.2.5. Densité des sols

La densité du sol noté ρ est la somme des masses des particules solides et de l'eau d'un volume unité de sol. Il est exprimé en t/m^3

- Si le sol est sec, la densité est noté ρ_d et mesurée selon la norme NF P 94-064 ([9])
- Si le sol est humide, la densité est noté ρ_h .

Les valeurs de la densité humide varient entre 19,4 et 22 KN/m³ avec une valeur moyenne de 20,31 KN/m³ dans les premières profondeurs de 2 à 3m.

Elle varie entre 15,1 et 19,9 KN/m³ avec une valeur moyenne de 19,35 KN/m³ dans les profondeurs de 4 à 14m, Et de 19,6 à 20,7 KN/m³ dans les profondeurs de 15 à 26m, Ce qui revient à la submersion du sol dans les nappes phréatiques,

Les valeurs de la densité sèche varient entre 15 et 19,5 KN/m³ avec une valeur moyenne de 16,58 KN/m³ dans les premières profondeurs de 2 à 4m.

Ensuite ça change de 11,3 à 16,1 KN/m³ avec une valeur moyenne de 13,34 KN/m³ dans les profondeurs de 5 à 15m.

Enfin les valeurs varient entre 13,4 à 17,1 KN/m³ avec une valeur moyenne de 16,075 KN/m³ dans les profondeurs de 16 à 26m.

III.2.2.6. Degré de saturation

Le degré de saturation est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans un sol. C'est un paramètre sans dimension qui est souvent exprimé en pourcentage. Un sol sec a un degré de saturation de 0 % et un sol saturé en eau a un degré de saturation de 100%.

Le degré de saturation mesuré varie entre 76 et 100% avec une valeur moyenne 98%. Ces résultats montrent qu'il s'agit de sols quasiment saturés et confirment la présence de la nappe phréatique.

III.2.2.7. Cisaillement rectiligne

Elle permet la détermination des paramètres apparents de résistance au cisaillement selon un plan imposé. La méthode d'essai consiste à placer un échantillon entre deux pierres poreuses dans deux demi boîtes qui se déplacent horizontalement l'une par rapport à l'autre, un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte σ constante. La demi boîte inférieure se déplace à vitesse de déplacement constante pendant que la demi-boîte supérieure est entraînée.

Dans les premières profondeurs de 2 à 11 m les valeurs de ϕ varient entre 4 et 22° avec une valeur moyenne de 8.47°, et dans les restes des profondeurs de 12 à 26 m, il varie entre 11 et 31° avec une valeur moyenne de 17.7°.

Les valeurs de la cohésion varient entre 3.5 à 22.2 kPa avec une moyenne de 12.9 kPa, qui explique la présence d'un sol très hétérogène. Certaines valeurs de c sont très élevées pour un sol lâche (exemple : les basses profondeurs des sondages 6, 7, 9), de ce fait elles sont non représentatives. Cela peut être due aux erreurs commises par les opérateurs ainsi qu'à l'appareil utilisé (Boîte de cisaillement de Casagrande et non le Triaxial).

III.2.2.8. Essai œdomètre

L'essai permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intact de préférence) sous un effort donné, et son gonflement au cours du déchargement des efforts soumis auparavant. L'opération de chargement et déchargement s'effectue par paliers et elle est chronométrée, afin d'en déterminer les propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols[18]. L'essai se fait selon la norme NF P94-090-1.

Les valeurs de l'indice de consolidation C_c varient entre :

- 0.03 et 0.522 sur les profondeurs superficielles et jusqu'à environ 14m par rapport au terrain naturel. La moyenne de ces valeurs est autour de $C_s=0.356$. Ces valeurs correspondent à des sols moyennement compressibles à très compressible.
- De 0.08 et 0.190 sur les profondeurs supérieures à 14m de profondeur. La moyenne des ces valeurs est autour de 0.095. Ces valeurs correspondent à des sols peu compressibles à moyennement compressible.

Les valeurs de l'indice de vide initial e_0 et la contrainte effective initiale σ_{v0} ne nous ont pas été communiquées pour tous les essais. Il est donc difficile d'identifier l'état de consolidation des sols. Il est noté qu'il est possible de distinguer plusieurs catégories de sol en fonction des valeurs relatives de σ'_{v0} et σ'_p :

- les sols surconsolidés pour lesquels $\sigma'_p > \sigma'_{v0}$;
- les sols normalement consolidés tels que $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$. Ces sols ont tassé uniquement sous leur propre poids et celui des terres de couverture actuelles ;
- les sols sous-consolidés tels que $\sigma'_p < \sigma'_{v0}$. Ces sols sont en cours de consolidation sous leur propre poids : remblais récents mal ou non compactés, vase, tourbes etc.

III.2.2.9. Analyse chimique

Une analyse chimique a été faite sur un échantillon extrait du site afin de déterminer l'agressivité du sol, de même que pour définir le taux de carbonates (NF P 94-048) et chlorure pour mieux identifier le matériau utiliser.

Le taux de carbonates « CaCO_3 » varie entre (30 et 38) % dans les premières profondeurs (3 à 6 m), et de (10 à 28) % dans les restes des profondeurs. D'après la norme (NFP 94-011) ces résultats traduisent un sol argileux à marneux.

III.2.2.10. Résultats des caractéristiques physiques et mécaniques

Les tableaux suivants synthétisent les résultats des essais physiques et mécaniques réalisés :

Tableau III-11 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC01).

SC	01		
Profondeur [m]	3,00 – 4,00	5,50 – 5,95	14,00 – 14,50
Identification			
w (%)	12,7	22,3	-
ρ_d [t/m ³]	1,95	1,51	-
Sr (%)	89	76	-
ρ_s [t/m ³]	2,20	1,85	-
Limites d'Atterberg			
W _L (%)	-	-	-
W _p %	-	-	-
I _p	-	-	-
Analyse granulométrique			
T _{2mm}	100	-	-
T _{0,08mm}	53	-	-
ES	-	19	35
La classe LCPC	Sol fin	Sable argileux	Sable argileux
Cisaillement rectiligne			
C [bars]	-	0,334	0,485
ϕ [°]	-	22	31
Caractéristiques œdométriques			
P _c	-	0,945	0,665
C _c	-	0,111	0,083
C _g	-	0,025	0,012
Analyses chimiques sol			
Insolubles %	61,23	65,11	-
Carbonates %	38,40	34,0	-
Gypse %	Traces	Traces	-
Chlorure %	0,00	0,64	-

Tableau III-12 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC02).

SC	02				
Profondeur [m]	3,00 – 4,00	6,50 – 7,00	14,00 – 14,60	10,00 – 10,60	19,00 – 19,50
Identification					
w (%)	20,5	37,8	27,4	52,2	23,7
ρ_d [t/m ³]	1,63	1,33	1,51	1,12	1,58
Sr (%)		99	94	99	90
ρ_s [t/m ³]	1,97	1,84	1,51	1,70	1,96
Limites d'Atterberg					
WL (%)	26	41	41	67	25
WP%	17	21	21	29	17
Ip	9	20	20	38	8
Analyse granulométrique					
T2mm	96	96	41	100	100
T0,08mm	22	91	21	100	66
La classe LCPC	Grave argileuse	Argile peu plastique	Grave argileuse	Argile très plastique	Argile peu plastique
Cisaillement rectiligne					
C [bars]	-	0,056	0,244	0,085	0,128
ϕ [o]	-	7	12	6	15
Caractéristiques œdométriques					
Pc	-	0,375	-	-	-
Cc	-	0,298	-	-	-
Cg	-	0,050	-	-	-
Analyses chimiques sol					
Insolubles %	60,94	-	-	63,62	-
Carbonates %	35,20	-	-	32,00	-
Gypse %	Traces	-	-	Traces	-
Chlorure %	0,00	-	-	1,11	-

Tableau III-13 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC03).

SC	03			
Profondeur [m]	7,00 – 7,40	8,00 – 8,80	11,00 – 11,50	19,40 – 19,80
Identification				
w (%)	41,6	46,3	41,8	20,2
ρ_d [t/m ³]	1,28	1,34	1,28	1,72
Sr (%)	100	100	100	96
ρ_s [t/m ³]	1,82	1,96	1,82	2,07
Limites d'Atterberg				
W _L (%)	59	66	33	22
W _P %	27	29	19	16
I _p	32	37	14	6
Analyse granulométrique				
T _{2mm}	99,8	99,9	98,8	99,7
T _{0,08mm}	94,9	98,15	85,3	66,7
La classe LCPC	Argile très plastique	Argile très plastique	Argile peu plastique	Argile limoneuse- Limon argileux
Cisaillement rectiligne				
C [bars]	0,113	0,109	0,225	0,344
ϕ [°]	11	9	9	23
Caractéristiques œdométriques				
P _c	0,715	0,715	0,875	0,525
C _c	0,353	0,378	0,522	0,093
C _g	0,097	0,096	0,134	0,014
Analyses chimiques sol				
Insolubles %	69,09	-	-	88,20
Carbonates %	29,03	-	-	11,29
Gypse %	0,38	-	-	0,22
Chlorure %	1,52	-	-	0,47

Tableau III-14 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC04).

SC	04			
Profondeur [m]	3,00 – 4,00	5,00 – 5,40	8,20 – 8,70	11,4 – 11,7
Identification				
w (%)	-	25,4	48,7	29,3
ρ_d [t/m ³]	-	1,61	1,31	1,48
Sr (%)	-	100	100	95
ρ_s [t/m ³]	-	2,02	1,95	1,92
Limites d'Atterberg				
W _L (%)	24	23	67	33
W _P %	16	16	29	19
I _p	8	7	38	14
Analyse granulométrique				
T _{2mm}	94,3	74,5	100	99,2
T _{0,08mm}	93,3	45	99,5	94,2
La classe LCPC	Argile peu plastique	Grave argileuse	Argile très plastique	Argile peu plastique
Cisaillement rectiligne				
C [bars]		0,06	0,222	0,222
φ [°]		7	9	10
Caractéristiques œdométriques				
P _c	-	0,375	0,315	0,235
C _c	-	0,155	0,488	0,130
C _g	-	0,006	0,032	0,007
Analyses chimiques sol				
Insolubles %	61,61	-	66,32	-
Carbonates %	35,43	-	30,70	-
Gypse %	Traces	-	Traces	-
Chlorure %	0,05	-	0,11	-

Tableau III-15 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC05).

SC	05		
Profondeur [m]	2,20 – 2,50	6,50 – 7,00	12,10 – 12,30
Identification			
w (%)	25,2	25,2	36,9
ρ_d [t/m ³]	1,57	1,22	1,40
Sr (%)	94	100	100
ρ_s [t/m ³]	1,97	1,77	1,92
Limites d'Atterberg			
WL (%)	29	34	30
WP%	18	19	18
Ip	11	15	12
Analyse granulométrique			
T2mm	96	99,7	99
T0,08mm	58,5	91,2	77,2
La classe LCPC	Argile peu plastique	Argile peu plastique	Argile peu plastique
Cisaillement rectiligne			
C [bars]	0,219	0,089	0,129
ϕ [°]	18	4	23
Caractéristiques œdométriques			
Pc	0,385	0,475	0,385
Cc	0,118	0,475	0,241
Cg	0,006	0,117	0,011
Analyses chimiques sol			
Insolubles %	61,17	-	-
Carbonates %	35,82	-	-
Gypse %	Traces	-	-
Chlorure %	0,11	-	-
MO	3,6	6,6	3

Tableau III-16 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC06).

SC	06					
Profondeur [m]	3,00–4,00	5,10–5,50	8,50–8,90	10,0–10,60	21,0–21,40	26,0–25,5
Identification						
w (%)	23,6	44,9	47,6	37,9	38,5	27,7
ρ_d [t/m ³]	1,74	1,31	1,35	1,42	1,34	1,57
Sr (%)		100	100	100	100	100
ρ_s [t/m ³]	2,16	1,90	1,99	1,97	1,97	2,00
Limites d'Atterberg						
WL (%)	22	50	68	27	55	49
WP%	16	24	30	17	26	24
Ip	6	25	38	10	29	25
Analyse granulométrique						
T2mm	86,3	99,8	100	93,7	99,8	94,2
T0,08mm	84,3	94,5	99,7	75	90,2	80,5
La classe LCPC	Argile peu plastique- Limon peu plastique	Argile	Argile très plastique	Argile peu plastique	Argile très plastique	Argile peu plastique
Cisaillement rectiligne						
C [bars]	-	0,044	0,051	0,35	0,812	0,597
ϕ [°]	-	6	5	5	9	14
Caractéristiques œdométriques						
Pc	-	0,315	-	0,215	-	-
Cc	-	0,433	-	0,234	-	-
Cg	-	0,028	-	0,016	-	-
Analyses chimiques sol						
Insolubles %	61,47	-	67,60	-	-	-
Carbonates %	35,03	-	28,34	-	-	-
Gypse %	Traces	-	Traces	-	-	-
Chlorure %	0,05	-	0,05	-	-	-

Tableau III-17 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC07).

SC	07				
Profondeur [m]	3,00 – 3,50	5,30 – 5,50	18,60 – 19,00	20,00 – 20,40	25,00 – 25,00
Identification					
w (%)	24,1	35,7	22,7	24,9	24,3
ρ_d [t/m ³]	1,56	1,33	1,67	1,66	1,61
Sr (%)	89	93	99	100	95
ρ_s [t/m ³]	1,94	1,81	2,05	2,08	2,00
Limites d'Atterberg					
WL (%)	20	29	26	30	33
WP%	15	18	17	18	21
Ip	5	11	9	12	18
Analyse granulométrique					
T2mm	100	99,9	99,3	99,8	91,7
T0,08mm	55	92,2	72	78,5	74,7
La classe LCPC	Argile limoneuse-Limon argileux	Argile peu plastique	Argile peu plastique	Argile peu plastique	Argile peu plastique
Cisaillement rectiligne					
C [bars]	0,59	0,096	0,186	0,973	0,45
ϕ [o]	14	9	15	24	11
Caractéristiques œdométriques					
Pc	0,775	0,705	0,605	-	-
Cc	0,058	0,325	0,190	-	-
Cg	0,006	0,015	0,005	-	-
Analyses chimiques sol					
Insolubles %	62,54	-	-	86,15	-
Carbonates %	32,81	-	-	10,15	-
Gypse %	Traces	-	-	Traces	-
Chlorure %	0,00	-	-	0,35	-

Tableau III-18 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC08).

SC	08		
Profondeur [m]	5,30 – 5,70	6,50 – 7,00	10,00 – 10,50
Identification			
w (%)	51,7	48,5	49,6
ρ_d [t/m ³]	1,13	1,23	1,22
Sr (%)	100	100	100
ρ_s [t/m ³]	1,72	1,81	1,83
Limites d'Atterberg			
WL (%)	61	-	61
WP%	32	-	27
I _p	34	-	34
Analyse granulométrique			
T _{2mm}	100	100	100
T _{0,08mm}	97	92	97,7
La classe LCPC	Argile très plastique	Argile	Argile très plastique
Cisaillement rectiligne			
C [bars]	0,053	0,045	0,077
ϕ [°]	6	4	5
Caractéristiques œdométriques			
P _c	0,375	0,475	0,595
C _c	0,387	0,501	0,591
C _g	0,009	0,025	0,031
Analyses chimiques sol			
Insolubles %	64,77	-	66,67
Carbonates %	30,70	-	29,13
Gypse %	Traces	-	Traces
Chlorure %	1,93	-	1,17
MO	-	1,8	1,98

Tableau III-19 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC09).

SC	09		
Profondeur [m]	6,70 – 7,00	11,00 – 11,70	18,50 – 19,00
Identification			
w (%)	47,8	35,5	18,1
ρ_d [t/m ³]	1,24	1,37	1,71
Sr (%)	100	99	84
ρ_s [t/m ³]	1,83	1,86	2,02
Limites d'Atterberg			
WL (%)	-	37	44
WP%	-	20	22
Ip	-	17	22
Analyse granulométrique			
T2mm	100	95	100
T0,08mm	99	84,2	88,5
La classe LCPC	Argile	Argile peu plastique	Argile peu plastique
Cisaillement rectiligne			
C [bars]	0,078	0,158	1,252
ϕ [°]	5	7	29
Caractéristiques œdométriques			
Pc	0,545	-	1,035
Cc	0,454	-	0,220
Cg	0,026	-	0,074
Analyses chimiques sol			
Insolubles %	71,10	-	89,21
Carbonates %	23,62	-	7,87
Gypse %	Traces	-	Traces
Chlorure %	0,81	-	0,46
MO	-	-	1,76

Tableau III-20 : Paramètres mesurés au laboratoire (sondages SC10).

SC	10	
Profondeur [m]	3,40 – 3,80	7,00 – 7,50
Identification		
w (%)	31,1	51,6
ρ_d [t/m ³]	1,50	1,27
Sr (%)	100	100
ρ_s [t/m ³]	1,96	1,92
Limites d'Atterberg		
WL (%)	25	56
WP%	17	26
Ip	8	30
Analyse granulométrique		
T2mm	99	99,7
T0,08mm	65,5	97,7
La classe LCPC	Argile peu plastique	Argile très plastique
Cisaillement rectiligne		
C [bars]	-	0,047
ϕ [°]	-	6
Caractéristiques œdométriques		
Pc	0,935	0,405
Cc	0,135	0,422
Cg	0,004	0,027
Analyses chimiques sol		
Insolubles %	60,16	64,56
Carbonates %	36,71	28,12
Gypse %	Traces	0,33
Chlorure %	0,05	0,93

III.2.3. Analyse critique des résultats de la campagne géotechnique

Plusieurs remarques sont à préciser :

III.2.3.1. Essais de laboratoire

Cohésion et angle de frottement :

Plusieurs essais de cisaillement ont été réalisés. La plupart des résultats communiqués nous semblent anormalement faibles ou erronés (exemple : $\varphi = 4^\circ$, $C=4.5$ kPa...). Il a donc été difficile d'exploiter ces résultats.

Essais œdométriques :

Le détail des résultats des paramètres œdométriques (C_s , C_c et σ_p) nous a été communiqué par couche de sol. Néanmoins, seulement une moyenne globale des indices des vides e nous est fournie.

Le coefficient de consolidation C_v ne nous a pas été communiqué. Ce coefficient permet l'estimation du temps de consolidation des sols.

III.2.3.2. Sondages in-situ

Dans le cadre de ce projet, des sondages carottés et des sondages SPT ont été réalisés. Etant donné la nature du projet, ces sondages auraient dû être complétés par des sondages pressiométriques ou pénétrométriques. En effet, ces derniers sont, pour nous, indispensables au bon dimensionnement des ouvrages géotechniques. Par conséquent, nous avons utilisé des formules de corrélation tirées de la littérature pour définir un modèle pressiométrique à partir des essais SPT. Le rapport entre les caractéristiques pressiométriques (P_{le}^* , E_m) et le nombre N_{spt} est donné par les fourchettes suivantes selon le type de sol :

Tableau III-21: Corrélations entre pressiomètre et nombre N du SPT.[4]

Nature du sol	P_{le}^* (MPa)	E_m (MPa)
Limon	N/30 à 35	N/2,2 à 3,0
Sable	N/15 à 25	N/1,5 à 3,0
Argile	N/15 à 30	N/1,0 à 2,5
Marne	N/20 à 25	N/1,5 à 2,5
Craie	N/5 à 20	N/0,7 à 1,0

III.3. Interprétation des résultats

Conformément aux sondages réalisés, le contexte géotechnique est caractérisé par les éléments suivants :

- En surface, des remblais hétérogènes ont été observés jusqu'à des profondeurs variant principalement de 0.28 à 2.36 m et pouvant atteindre 3.00 m de profondeur. Ces remblais présentent des caractéristiques mécaniques élevées mais non représentatives sur la totalité de l'horizon étant donné l'hétérogénéité de la formation ;
- Des limons comportant des traces de sables avec des passages vaseux dans les sondages SC1, SC5 et SC6 à des profondeurs respectives de 11.90-13.50 m ; 7.50-18.50 m ; 5.00-14.20 m. Ces épaisseurs forment probablement des poches de vase. Ceci pourrait expliquer en partie les faibles caractéristiques mécaniques au droit de cette formation ;
- Une base alluvionnaire composée de sable argileux reconnue jusqu'à 20 m, présentant des caractéristiques mécaniques moyennes ;
- Une couche d'argile sableuse de caractéristiques mécaniques moyennes à bonnes reconnue jusqu'à 28 m/TN ;
- Puis une formation de Gneiss très altéré qui s'étend jusqu'à la profondeur maximale investiguée soit 30 m/TN, de caractéristiques mécaniques plus ou moins élevés, et qui peut être considérée comme substratum ;
- Comme expliqué dans le paragraphe (III.2.3.1.), la plupart des résultats des essais mécaniques nous semblent difficilement exploitables. Bien que ces résultats n'interviennent pas dans les calculs de justification proposés dans les chapitres (Chapitre V et Chapitre VI), les caractéristiques de cisaillement retenues dans le modèle géotechnique proviennent de plusieurs retours d'expérience sur projets et sols similaires ;
- Approximativement tous les sondages ont montré un degré de saturation près de 80 jusqu'à 100%.

III.4. Conclusion

D'après les essais in-situ et les essais de laboratoire, la figure III.2 et le tableau III.2 présentent le profil lithologique et le modèle géotechnique retenu.

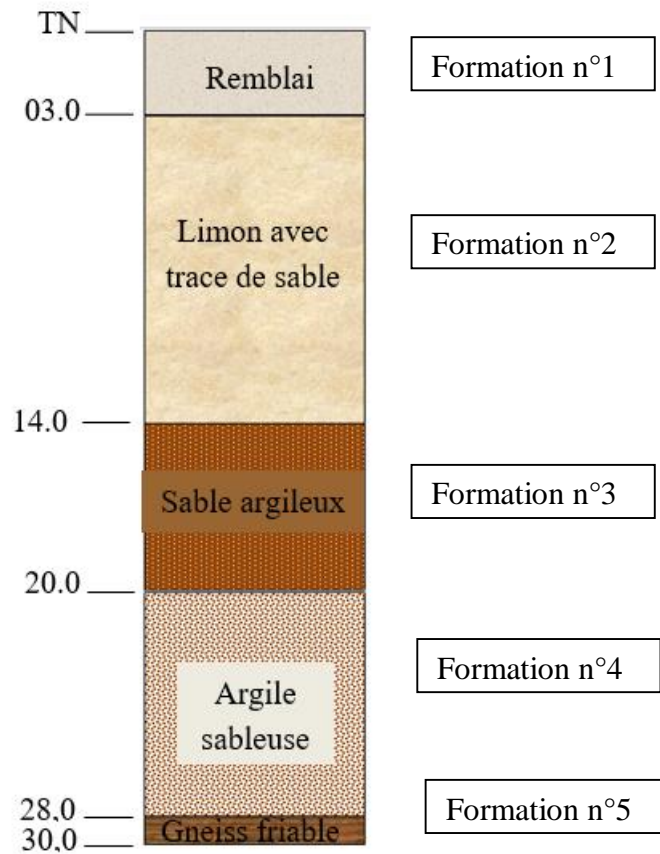


Figure III.11 : Formation du sol.

Tableau III-22: Formation des couches et leurs caractéristiques

Profondeur / TN [m]	Numéro de la formation	Formation	Données pénétrométriques N_{spt}			Rapport ⁽¹⁾		Données Pressiométriques					Caractéristiques de cisaillement		Poids volumique
			Min	Max	Moy	N/ P_L	N/Em	P_L [MPa]	Em [MPa]	Em/ P_L	$\alpha^{(2)}$ [-]	$E_{\text{œd}}$ [MPa]	C [KPa]	ϕ [°]	γ' [KN/m ³]
0 – 3	N°01	Remblais	4	35	13	25	3	0.52	4.33	8,32	0,50	8,67	0	30	19
3 – 14	N°02	Limon avec traces de sable, avec une poche de vase	8	25	10	35	3	0.29	3.33	11.48	0,50	6,67	3	25	18
14 – 20	N°03	Sables argileux à argiles sableuses	10	28	16	25	3	0.64	5.33	11,7	0,50	10,67	5	25	18
20 – 28	N°04	Argiles sableuses	25	30	26	25	2	1.04	13	13.0	0.67	19.50	10	25	18
28 – 30	N°05	Gneiss friable	38	47	42	20	2	2.10	21	10.0	0.67	31.50	0	33	20

⁽¹⁾ rapport de corrélation retenue pour le calcul des paramètres pressiométriques Cf. III.2.3.2.

⁽²⁾ : Coefficient α appelé coefficient rhéologique ou coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module œdométrique, approche généralement acceptable pour des charges réparties sur de grandes dimensions. $EM = \alpha \cdot E_{\text{œd}}$

Les valeurs numériques du coefficient α dépendent de la nature et de l'état du sol. Elles sont données aux tableaux suivants :

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.**Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.**

Tableau III-23 : Coefficient rhéologique du sol

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	Em/PL	α	Em/PL	α	Em/PL	α	Em/PL	α
Surconsolidé ou très serré	–	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 – 16	2/3	8 – 14	1/2	7 – 12	1/3	6 – 10	
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	–	7 – 9	1/2	5 – 8	1/2	5 – 7	1/3	–	1/4

Tableau III-24 : Coefficient rhéologique applicable au rocher

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal fracturé	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Chapitre IV : Analyse de la liquéfaction sismique

IV.1. Introduction

Ce chapitre est destiné pour l'étude de liquéfaction étant donné les caractéristiques de la zone où se trouve le sol à étudier (sismicité, saturation et géologie du site).

IV.2. Définition de la liquéfaction

La liquéfaction est la perte partielle ou totale de portance d'un sol suite à un phénomène sismique. Ce phénomène concerne les sols saturés en eau, peu compactes à la granulométrie faible et homogène. On rencontre ce type de phénomène dans les sables, les limons, les argiles et les vases en présence d'eau.

L'étude de l'aléa liquéfaction d'un site comprend deux étapes :

- Analyse qualitative : évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction du sol selon des critères physiques (selon les résultats des essais de laboratoire),
- Analyse quantitative : si le sol est défini comme susceptible, évaluation de la possibilité de liquéfaction selon des critères mécaniques (selon les résultats des essais SPT).

IV.3. Identification des sols liquéfiables

Selon les règles parasismiques algériennes RPA, ce sont des sables propres ou limoneux s'étendant sur une profondeur de 20 m, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 et un diamètre efficace compris entre 0.05 mm et 1.5 mm

Les sols fins peuvent se liquéfier si la fraction argileuse (inférieure à 5 μm) est inférieure à 15%, w_l inférieure à 35%, w plus grande que $0.9w_l$ et l'indice de liquidité I_L est inférieur à 75%. Ces trois critères sont souvent appelés critères chinois de non liquéfaction.[3]

Tableau IV-1 : vérification des conditions de la prédisposition à liquéfaction de la couche sableuse présente sur site.

Sondages Conditions		SC 1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8	SC9	SC10
		Sr >80%	3-8m	Non	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
14-20	Non		Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
Cu < 15	3-8m	Oui	Oui	-	Non	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.

	14-20	_	Oui	_	Oui	Non	Oui	Non	Oui	Oui	_
5 μ m<D50<1.5 mm	3-8m	Oui	Oui	_	Non	Non	Non	Non	Non	Non	Non
	14-20	_	Non	_	Non	Non	Non	Non	Non	Non	_

Tableau IV-2 : vérification des conditions de la prédisposition à liquéfaction de la couche argileuse présente sur site.

Sondages		SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8	SC9	SC10
Conditions											
D ₁₅ <0.005mm	8-14m	_	_	_	Oui	Oui	Oui	_	Oui	Oui	_
	20-28m	_	_	_	_	_	Oui	Oui	_	_	_
w _l >35%	8-14m	_	Oui	Oui	Oui	Non	Oui	_	Oui	Oui	_
	20-28m	_	_	_	_	_	Oui	Non	_	_	_
w<90% W _l	8-14m	_	Oui	Oui	_	Non	Oui	_	Oui	Oui	_
	20-28m	_	_	_	_	_	Oui	Oui	_	_	_

D'après les tableaux précédents, nous constatons que les sondages 2, 6, 8 et 9 sont identifiés comme zones liquéfiables.

IV.4. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai pénétromètre standard (SPT)

Selon le RPA99 2003, l'ouvrage en question appartient à la catégorie 1B : ouvrages de grande importance. Pour cette catégorie et pour la région de Annaba (zone sismique III), le coefficient d'accélération de zone, A=0.3.

$A = a_{max}/g = 0,3$ donc on prend dans les calculs $a_{max} = 0,2.g$

Pour la magnitude, on prend $M_w = 7$ sur l'échelle de Richter.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la liquéfaction des sables lorsque le nombre de coups SPT, est supérieur à 30 coups ($N_{spt} > 30$ coups) d'après EC8.

Le tableau IV.4 présente le résultat du calcul pour SC2, et les tableaux de sondages SC6, SC8, et SC9 sont jointés en annexe II.

La méthodologie de calcul de liquéfaction à partir des essais SPT est la suivante (Méthode de Seed-Idriss, 1971) [4] :

Etape 1) Evaluer la contrainte de cisaillement maximum τ_{max} mobilisée par le séisme à la profondeur étudiée Z, à partir d'une analyse de la réponse sismique du site en champ libre. Une alternative simplifiée de calcul de τ_{max} est celle du modèle d'une colonne rigide ayant une hauteur z et sollicitée en surface par une accélération a_h^{max} , suite à la propagation verticale des ondes de cisaillement :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_v}{g} a_{max} \dots\dots\dots(IV-1)$$

On retient en général comme valeur représentative de la contrainte de cisaillement de calcul, une fraction égale à deux tiers de τ_{max} .

Pour tenir compte de la flexibilité de la colonne du sol, Seed et Idriss ont proposé d'effectuer un abattement à l'aide du coefficient de réduction des contraintes, noté r_d . Ce dernier est égal à 1 en surface et diminue par la suite avec la profondeur. On peut utiliser la formule de Robertson et Wride (1997) :

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765xz \text{ pour } z \leq 9.15 \text{ m,} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267xz \text{ pour } 9.15 \text{ m} \leq z \leq 23 \text{ m,} \\ r_d &= 0.744 - 0.008xz \text{ pour } 23 \text{ m} \leq z \leq 30 \text{ m,} \\ r_d &= 0.5 \text{ pour } z > 30 \text{ m.} \end{aligned}$$

Etape 2) Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \dots\dots\dots(IV-2)$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \dots\dots\dots(IV-3)$$

Etape 3) Evaluer, à chaque profondeur de l'essai SPT, le nombre de coups normalisé à un rapport d'énergie ER de 60%, et corrigé par l'effet de la profondeur (ou effet des pressions

de confinement) par le biais du coefficient C_N . En cas d'un équipement SPT non standard, la correction du nombre de coups s'écrit :

$$(N_{spt}^1)_{60} = C_N \cdot C_{60} \cdot N_{spt} \dots\dots\dots(IV-4)$$

C_{60} est le produit de plusieurs facteurs de correction des résultats de l'essai SPT, tenant essentiellement compte des dimensions et du type de mouton, du type du carottier échantillonneur, des dimensions des tiges, et enfin du diamètre de forage (voir tableau IV.4).

Le facteur de correction se calcule alors comme suit : $C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{SS} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD}$

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} \dots\dots\dots(IV-5)$$

Ce coefficient doit être compris entre 0,5 et 2. Selon Liao et Whitman (1986), il faut limiter C_N à 2, pour des profondeurs inférieures à 3 m.

Le nombre de coups corrigé N_{spt}^1 ainsi corrigé doit être normalisé pour un rapport de l'énergie d'impact ER à l'énergie théorique de chute libre égal à 0,6. Il s'agit de multiplier la valeur de N_{spt}^1 par le facteur ER/0,6, où ER est égal au rapport d'énergie spécifique de l'appareil.

Pour des appareillages non standard ou pour des modes opératoires non standard, il convient de corriger le nombre de coups par le biais des facteurs de correction dont les valeurs sont regroupées au tableau IV.3.

Etape 4) Déterminer à la profondeur étudiée le rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ correspondant à une magnitude sismique M_w de 7.5, à partir de la figure IV.1 pour un sable propre ($FC \leq 5\%$) ou de la figure IV.2 pour des sables contenant des fines.

Il est à noter que sur la figure IV.2, la courbe limitant la zone de la liquéfaction de celle de la non liquéfaction, a une allure linéaire en deçà d'un nombre de coups de 20, et peut être ajustée par la relation suivante :

$$CRR_{7.5} = \frac{(N_{spt}^1)_{60}}{90} \dots\dots\dots(IV-6)$$

Tableau IV.3 : Facteurs de correction du nombre de coups de l'essai SPT

Correction due à	Facteur de correction	Correction
Mouton non standard	$C_{HT} = ER/0.6$	-Mouton avec corde et poulie : si ER=0.45, alors : $C_{HT}=0.75$ -Mouton avec trajet automatique : si ER=0.8, alors : $C_{HT}=1.33$
Masse M et/ou hauteur de chute H non standards	C_{HW}	$C_{HT} = \frac{H \text{ (mm)}.M \text{ (kg)}}{760*63.5}$
Carottier échantillonneur non standard (sans fourreaux)	C_{SS}	- $C_{SS} = 1.10$ pour sable lâche - $C_{SS} = 1.20$ pour sable dense
Carottier échantillonneur non standard (avec fourreaux)	C_{SS}	- $C_{SS} = 0.90$ pour sable lâche - $C_{SS} = 0.80$ pour sable dense
Longueur de tiges	C_{RL}	$C_{RL} = 0.75$ pour longueur=3-4m $C_{RL} = 0.85$ pour longueur=4-6m $C_{RL} = 0.95$ pour longueur=6-10m $C_{RL} = 1.00$ pour longueur=10-30m
Diamètre de forage non standard	C_{BD}	$C_{BD} = 1.00$ pour un diamètre=65-115mm $C_{BD} = 1.05$ pour un diamètre=150mm $C_{BD} = 1.15$ pour un diamètre=200mm

Etape 5) Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ en cas de magnitudes différentes de 7.5, en la multipliant par le coefficient de correction K_M donné par la figure IV.3.

Etape 6) Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa, par le coefficient K_σ donné par la figure IV.4 .

Etape 7) Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes de cisaillement initiales τ_{ho} , en la multipliant par le coefficient K_α donné par la figure IV.5 , en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative. En cas d'un terrain horizontal, le coefficient K_α est égal à l'unité. En présence d'un terrain en pente ou sous les ouvrages et les

remblais, la théorie d'élasticité fournit des solutions exactes utiles pour la détermination des contraintes initia. Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \dots\dots\dots(IV-7)$$

Etape 8) Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que :

$$FL = \frac{CRR}{CSR} \dots\dots\dots(IV-8)$$

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de la sécurité égale à l'unité. Sur le plan réglementaire, il faut augmenter le niveau de sécurité en considérant une valeur minimale de 1.33.

Etape 9) Evaluer le risque global à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction, ce qui peut se faire en utilisant les équations P_L (%) et de $F(Z)$ de la méthode de Tatsuoka et al (1980) en considérant une zone utile de 20 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

Le potentiel de liquéfaction, défini sur une zone utile de 20 m par le paramètre $PL(\%)$, varie entre 0% s'il n'y a aucun risque de liquéfaction, c'est-à-dire que $F_L(z) > 1$ le long de la zone utile, et 100% si la résistance au cisaillement cyclique est nulle, c'est-à-dire $FL(z)=0$ le long de la zone utile:

$$P_L(\%) = \int_0^{20} F(z) \left(10 - \frac{z}{2}\right) dz \dots\dots\dots(IV-9)$$

$$\left[\begin{array}{l} F(z) = 1 - F_L(z) \text{ si } F_L(z) \leq 1 \\ \quad \quad \quad 0 \quad \quad \text{si } F_L(z) \geq 1 \end{array} \right.$$

La formulation proposée du potentiel de liquéfaction a pour effet de réduire l'effet des couches profondes. Sur la base de l'étude de 58 sites ayant subi des séismes de magnitude comprise entre 6 et 8, Tatsuoka et al(1980) ont montré n'y aura pas de risque global de liquéfaction si le potentiel P_L est en deçà de 5%, et que le risque de liquéfaction est important si $P_L > 15\%$.

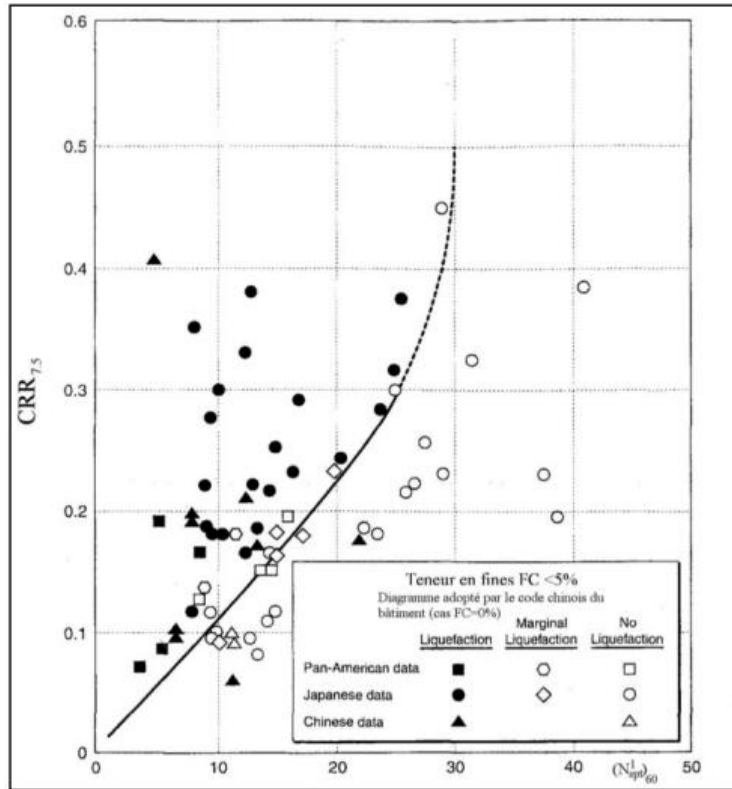


Figure IV.1 : Diagramme donnant CRR des sables propres ($FC \leq 5\%$) en fonction de $(N_{spt}^1)_{60}$ pour une magnitude de M_w de 7.5.

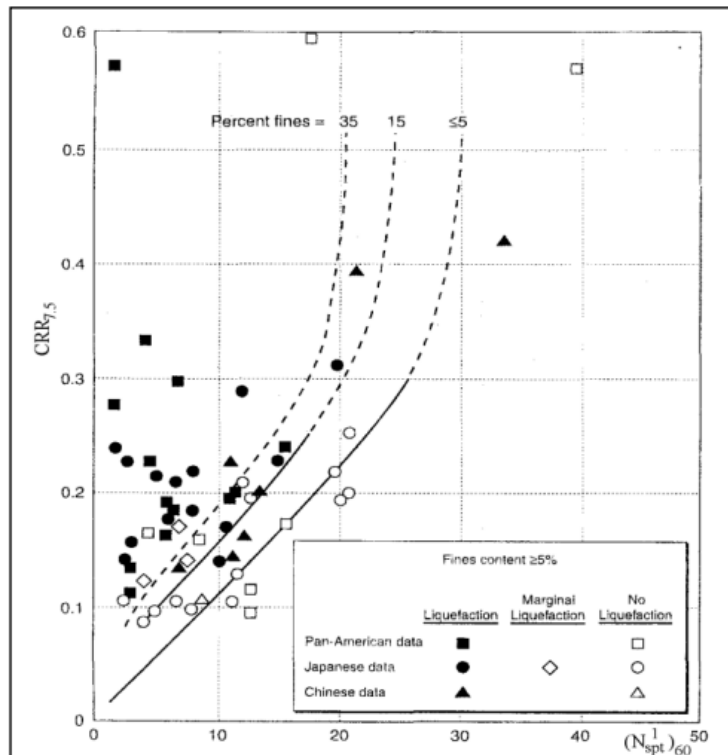


Figure IV.2: Diagramme donnant CRR des sables contenant ($FC \geq 5\%$) en fonction de $(N_{spt}^1)_{60}$ pour une magnitude M_w de 7.5.

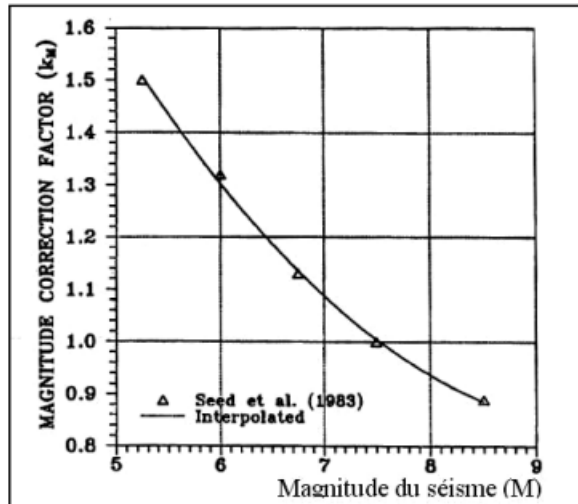


Figure IV.3 : Courbe donnant le coefficient de correction de la magnitude.

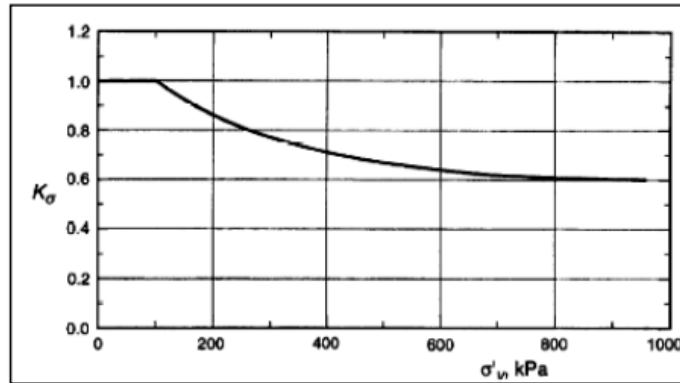


Figure IV.4 : Courbe donnant le coefficient K_{σ} en fonction des contraintes effectives initiales σ'_{v0} .

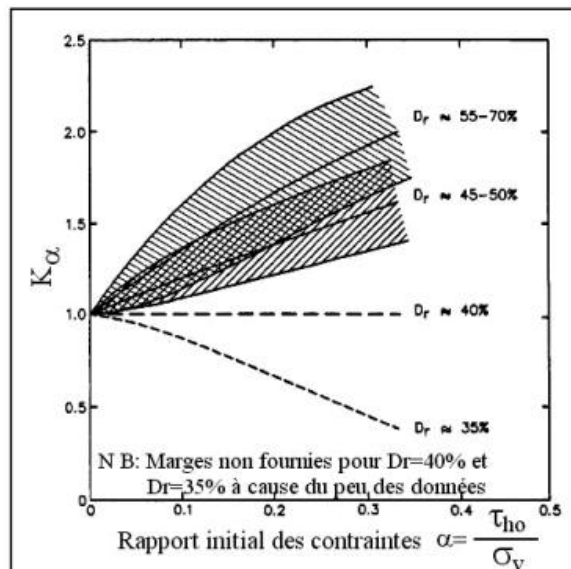


Figure IV.5: Courbe donnant le coefficient K_{α} en fonction du rapport initial des contraintes et de la densité relative.

IV.5. Conclusion

L'application des méthodes décrites dans les règles parasismiques algériennes RPA, pour analyser la susceptibilité à la liquéfaction sur les sols fins rencontrés et les sols sableux, a montré que quelques horizons étaient susceptibles de liquéfier localement. Comme présenté dans l'analyse qualitative faite à partir des essais de laboratoire dans le paragraphe (IV.3.).

Cependant, l'analyse quantitative faite à partir des essais in-situ (SPT) dans le paragraphe (IV.4.) n'indique aucun potentiel de liquéfaction des sols. Dans ces conditions, le risque de liquéfaction au droit du site d'étude est écarté pour la suite du mémoire.

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here. Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.

Tableau IV-4 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC02

Z	3,225	4,725	6,225	7,725	9,225	10,725	12,225	13,725	15,225	16,725	18,225
N _{spt}	23,000	27,000	4,000	3,000	7,000	8,000	10,000	16,000	23,000	26,000	24,000
σ _v	61,275	89,775	118,275	146,775	175,275	203,775	232,275	260,775	274,050	301,050	328,050
σ' _v	51,275	79,775	108,275	136,775	165,275	193,775	222,275	250,775	264,050	291,050	318,050
C _N	1,397	1,120	0,961	0,855	0,778	0,718	0,671	0,631	0,615	0,586	0,561
(N ¹ _{spt}) ₆₀	32,120	30,229	38,441	2,565	5,445	5,747	6,707	10,104	14,154	15,240	13,457
CRR _{7.5}	0,500	0,500	0,500	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
K _σ	1,000	1,000	1,000	0,970	0,750	0,875	0,800	0,620	0,810	0,800	0,770
CRR	0,500	0,500	0,500	0,097	0,075	0,088	0,080	0,062	0,081	0,080	0,077
r _d	0,975	0,964	0,952	0,941	0,928	0,888	0,848	0,808	0,767	0,727	0,687
CSR	0,155	0,145	0,139	0,135	0,131	0,124	0,118	0,112	0,106	0,100	0,095
FL	3.217	3.457	3.605	0.721	0.572	0.703	0.677	0.554	0.763	0.797	0.815
F(Z)	0.000	0.000	0.000	0.279	0.428	0.297	0.323	0.446	0.237	0.203	0.815
F(Z)*(10-(Z/2))	0.000	0.000	0.000	0.279	2.307	1.377	1.254	1.400	0.567	0.332	0.000

PL(z) = 7,516 < 15% potentiel de liquéfaction moyen

Chapitre V : Dimensionnement des radiers

V.1. Introduction

Au vu du caractère compressible des sols et des charges importantes de l'ouvrage, des tassements importants seront sans doute attendus si aucune solution de renforcement n'est envisagée. Les chapitres suivants traitent en détail le dimensionnement des fondations et du renforcement du sol.

Compte-tenu de ce qui a été indiqué dans les chapitres précédents, les points essentiels ci-dessous sont à prendre en compte et conduiront les choix des fondations du projet :

Contexte géotechnique :

Le contexte géotechnique du site est caractérisé par la présence de remblais hétérogènes en surface sur 2 à 3m de profondeur par rapport au terrain naturel. Ces remblais surmontent plusieurs formations composées de sols fins argileux limoneux à passages sableux ou vaseux jusqu'à environ 20m de profondeur par rapport au terrain naturel. Ces formations présentent des caractéristiques géo-mécaniques faibles à médiocres, évolutives et éminemment compressibles.

Au-delà, nous retrouvons une formation d'argile sableuse de caractéristiques mécaniques relativement bonnes jusqu'à une profondeur d'environ 28m par rapport au terrain naturel.

En fin, nous atteignons surmonte le substratum rocheux formé de Gneiss altérée.

Environnement du projet :

Dans le cadre de ce projet, il est prévu la construction de l'ouvrage principal de la nouvelle gare maritime. Cet ouvrage est composé de trois blocs A, B et C. Les blocs A et C ont une surface d'environ 1700m² (35,10m x 48,40m) et le bloc B aura une surface d'environ 1400m² (35,10m x 40m).

Les limites de tassements admissibles par les ouvrages ont été communiquées par le bureau d'études du maître d'ouvrage et sont présentées ci-après :

- Tassements absolus prévisibles : $\leq 5,0$ cm ;
- Tassements différentiels unitaires : $\leq 1/500e$.

Compte tenu des points précédents, il a été retenu des fondations superficielles par l'intermédiaire d'un radier de 1,25m d'épaisseur.

~~Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~

V.2. Descentes de charges

Notre étude se consacre sur les 3 bâtiments A, B et C. Les descentes de charges de ces derniers sont présentées dans le tableau V.1 suivant :

Tableau V-1 : Descentes de charges

Ouvrage	Charge ELS infra-structure [KN]	Charge ELS super-structure [KN]	Charge totale ELS [KN]	Supplément de charge radier 0,4m [KN]	Surface [m ²]	Contrainte totale [kPa]	Charge totale ELU [KN]	Contrainte totale ELU [kPa]
Bloc A (Radier)	69031	47951	116982	16830	1683	69.5+10*= 79.5	200718	119.26
Bloc B (Radier)	58996	49836	108832	14290	1429	76.1+10*= 86.1	184683	129.24
Bloc C (Radier)	68290	64911	133201	17620	1762	75.6+10*= 85.6	226231.5	128.4

*10 kPa supplémentaires pour tenir compte de l'augmentation de l'épaisseur du radier de 40cm, passant de 0.85cm à 1.25m.

Hypothèse spécifique :

Conformément aux Eurocodes, les combinaisons de charges sont présentées de la façon suivante :

- Combinaison fondamentale : $ELU = 1.35G + 1.5Q$
- Combinaison caractéristique : $ELSc = G + Q$
- Combinaison quasi-permanent : $ELS_{qp} = G + 0.6Q$

Avec :

- Q : Charges variables
- G : Charges permanentes

Seulement les charges aux états limites de service (ELS) nous ont été communiquées. Nous appliquons donc par hypothèse, un coefficient de pondération de 1.5 pour retrouver les charges aux ELU.

$Q_{ELU} = 1.5 \times (Q_{ELS})$ - cas le plus défavorable.

V.3. Capacité portante des radiers

V.3.1. Méthodologie de calcul

Le dimensionnement des radiers est mené avec la méthode pressiométrique en utilisant les résultats des corrélations présentés au paragraphe III.2.2.10. , et conformément à la norme NFP 94-261 de juin 2013.

Pour vérifier la capacité portante du radier, on s'assurera que l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\frac{V_d - R_0}{A'} \leq \frac{q_{net}}{\gamma_{R,v} \gamma_{R,d,v}} = R_{vd} \dots \dots \dots (V-1)$$

Avec $q_{net} = k_p P_{le}^* i_\delta i_\beta \dots \dots \dots (V-2)$

- V_d est la charge verticale transmise par le radier au terrain
- R_0 est la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la base du radier et le terrain après travaux.
- $\gamma_{R,v}$ est un facteur partiel à considérer, égal à 2.30 à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et 1.40 à l'ELU pour les situations durables et transitoires.
- R_{vd} est la résistance nette du terrain sous le radier.
- A' est la surface effective.
- q_{net} est la contrainte associée à la résistance nette du terrain.
- $\gamma_{R,d,v}$ est le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte qnet (1.20 pour la méthode pressiométrique)
- k_p est le facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol.
- P_{le}^* est la pression limite nette équivalente du terrain.
- i_δ est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement.
- i_β est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β (pour une fondation éloignée d'un talus, $i_\beta = 1.00$)

Les calculs proposés ci-dessous ne considèrent que des charges verticales centrées et des radiers suffisamment éloignés des talus, nous avons donc $i_\beta = i_\delta = 1$

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.

Le terme $\frac{V_d - R_0}{A}$ peut également s'écrire en contraintes : $q' - q_0$, où q' représente la surcharge apportée au sol et q_0 la contrainte dans le terrain en base de semelle avant travaux.

V.3.2. Résultat de calcul de portance

Les résultats des calculs de portance sont présentés dans les tableaux ci-après :

Tableau V-2 : Paramètres pour le calcul de la portance pour bâtiment A

Bâtiment A			
Combinaison	k_p	Pl_e [kPa]	q_{net} [kPa]
ELS-Caractéristiques	1.0325	698.96	721.66
ELU-Fondamentales	1.0325	698.96	721.66
ELS-Quasi-permanentes	1.0325	698.96	721.66

Tableau V-3 : Résultats de la portance pour bâtiment A

Bâtiment A				
Combinaison	V_d [KN]	R_0 [KN]	R_{vd} [KN]	Portance
ELS-Caractéristiques	133810.0	40347	444200.0	Ok
ELU-Fondamentales	200780.0	40347	729760.0	Ok
ELS-Quasi-permanentes	133810.0	40347	444200.0	Ok

Tableau V-4 : Paramètres pour le calcul de la portance pour bâtiment B

Bâtiment B			
Combinaison	k_p	Pl_e [KPa]	q_{net} [KPa]
ELS-Caractéristiques	1.03	699	723
ELU-Fondamentales	1.03	699	723
ELS-Quasi-permanentes	1.03	699	723

Tableau V-5 : Résultats de la portance pour bâtiment B

Bâtiment B				
Combinaison	V_d [KN]	R_0 [KN]	R_{vd} [KN]	Portance
ELS-Caractéristiques	108830	33345	367980	Ok
ELU-Fondamentales	184680	33345	604540	Ok
ELS-Quasi-permanentes	108830	33345	367980	Ok

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.
~~Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~

Tableau V-6 : Paramètres pour le calcul de la portance pour bâtiment C

Bâtiment C			
Combinaison	k_p	Pl_e [KPa]	q_{net} [KPa]
ELS-Caractéristiques	1.03	699	722
ELU-Fondamentales	1.03	699	722
ELS-Quasi-permanentes	1.03	699	722

Tableau V-7 : Résultats de la portance pour bâtiment C

Bâtiment C				
Combinaison	V_d [KN]	R_0 [KN]	R_{vd} [KN]	Portance
ELS-Caractéristiques	133810	40347	444200	Ok
ELU-Fondamentales	200780	40347	729760	Ok
ELS-Quasi-permanentes	133810	40347	444200	Ok

Le détail de ces résultats est présenté en annexe II.

V.4. Calcul des tassements des radiers

Les tassements des radiers ont été approximés à partir de deux méthodologies de calcul en utilisant le logiciel FOXTA V4.

Présentation du logiciel FOXTA V4

FOXTA v4 est une suite logicielle développée par la société française Terrasol/setec, dédiée au calcul des fondations, couvrant un panel assez large d'applications :

- ✓ le calcul conventionnel des fondations superficielles et profondes selon les normes d'application de l'EC7 (NF P 94 261 et NF P 262).
- ✓ la modélisation d'un ou plusieurs radiers en interaction.
- ✓ le calcul des massifs renforcés par inclusions rigides sous radier ou dallage.
- ✓ le calcul d'un groupe de pieux ou de barrettes en interaction.
- ✓ le traitement des problèmes de frottement négatif et de poussées transversales du terrain sous charge statique ou sismique.
- ✓ le calcul des fondations mixtes et massifs semi-profonds.

Le logiciel FOXTA v4 est composé de 8 modules de calcul interconnectés :

- FONDSUP : Portance et tassement d'une semelle isolée à partir des essais PMT, CPT ou laboratoire.
- FONDPROF : Portance d'un pieu isolé ou en groupe à partir des essais PMT ou CPT.
- TASSELDO : Calcul 3D des déplacements et contraintes dans un massif de stratigraphie quelconque.
- TASPLAQ : Calcul 3D des radiers sur sol multicouche élastique (tassements et sollicitations).
- TASPIE+ : Tassement et frottement négatif pour un pieu isolé ou en groupe et des renforcements par inclusions rigides.
- PIECOEF+ : Calcul sous charge transversale des pieux et barrettes avec ou sans poussées du sol.
- GROUPIE+ : Calcul d'un groupe de pieux ou de barrettes liaisonnés en tête par une semelle rigide.
- SEMIPROF : calcul des fondations semi-profondes et monopieux sous chargement combiné.

V.4.1. Méthode 1 : méthode à partir des paramètres de déformation d'un sol/ FOXTA TASPLAQ

V.4.1.1. Méthodologie de calcul

Les calculs des tassements et des réactions du sol ont été réalisés avec le logiciel FOXTA V4 et selon l'annexe J de la norme NF P 94-261. La modélisation des différents radiers a été faite via le module TASPLAQ. Le programme TASPLAQ permet de modéliser en trois dimensions, de manière simplifiée, le cas d'une ou plusieurs plaques sur un sol support élastique.

Le principe général de la méthode consiste à établir un couplage entre 3 approches :

- Une formulation en éléments finis pour la plaque ;
- Une discrétisation adaptée au maillage pour les pressions d'interactions ;
- L'application des formules de Boussinesq pour le calcul des déformations du sol support.

V.4.1.2. Hypothèse de calcul

Le modèle de calcul est donné à partir des paramètres détaillés dans le tableau V.8 ci-après.

Tableau V-8 : Paramètre de déformation du sol.

Massif	Dimensions [m]	Côte du radier modélisé [m /NGA]	E plaque (GPa)	Coefficient de poisson la plaque ν	Contrainte initiale sur sol d'assise [KPa]	Surcharge du radier [KPa] ELS
A	48.4×35.1 ×1.25	0.75	10	0.2	0*	85.6
B	40×35.1 ×1.25	0.75	10	0.2	0*	86.1
C	48.4×35.1 ×1.25	0.75	10	0.2	0*	79.5

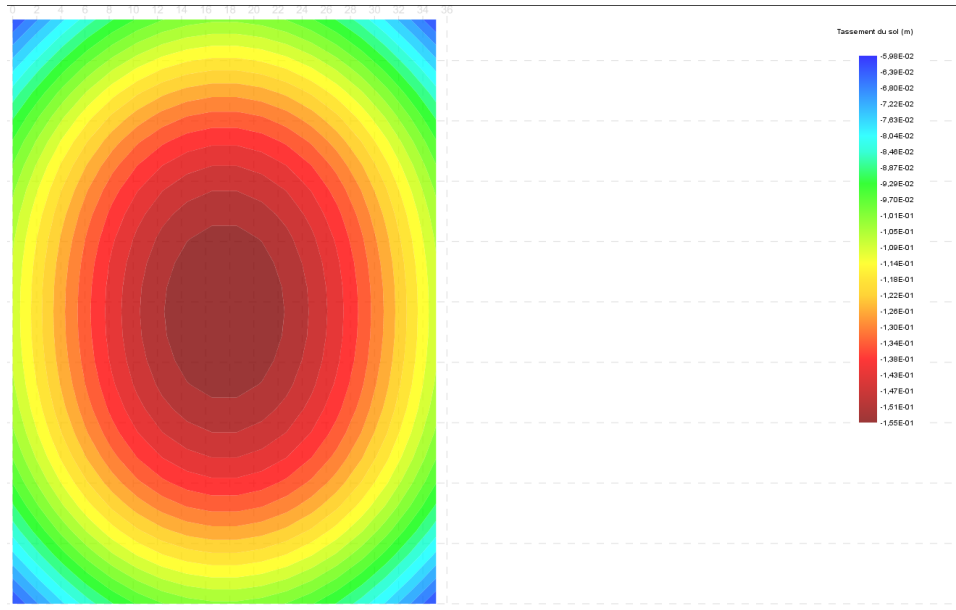
*La contrainte initiale du sol est négligée car on considère un terrassement est faible ou nul.

Le radier sera posé quasiment sur le terrain naturel.

V.4.1.3. Résultats tassements – Méthode 1

V.4.1.3.1. Tassement bâtiment A

Le tassement maximal absolu obtenu au droit du bâtiment A est d'environ 15.5cm (Figure V.1). Le tassement différentiel peut atteindre 10cm.



FigureV.1: extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment A – FOXTA TASPLAQ.

V.4.1.3.2. Tassement bâtiment B :

Le tassement maximal absolu obtenu au droit du bâtiment B est d'environ 16cm (Figure ci-V.2). Le tassement différentiel peut atteindre 10cm.

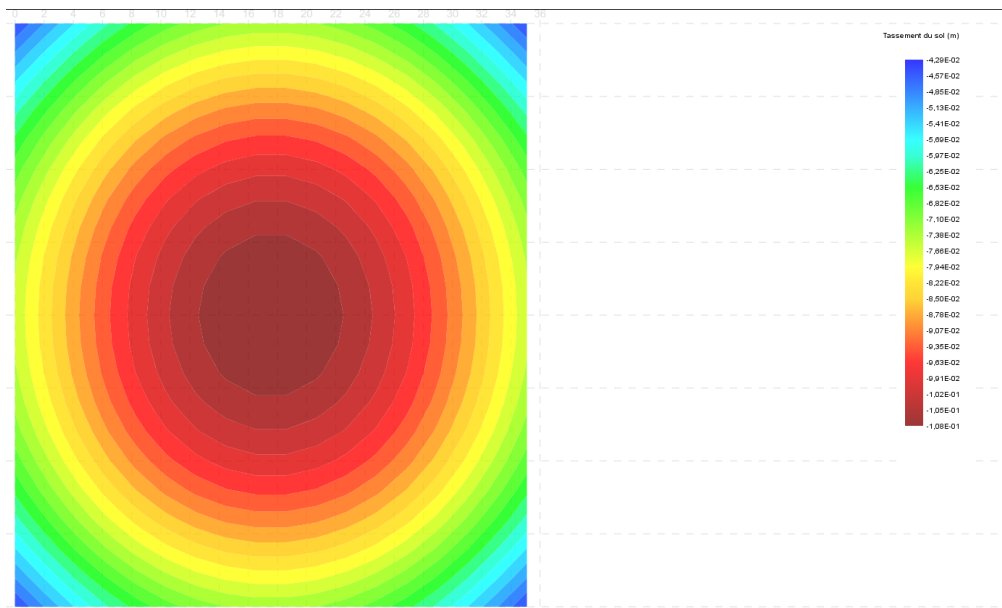


Figure V.2 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment B – FOXTA TASPLAQ.

V.4.1.3.3. Tassement bâtiment C

Le tassement maximal absolu obtenu au droit du bâtiment C est d'environ 16 cm (Figure ci-V.3). Le tassement différentiel peut atteindre 10cm.

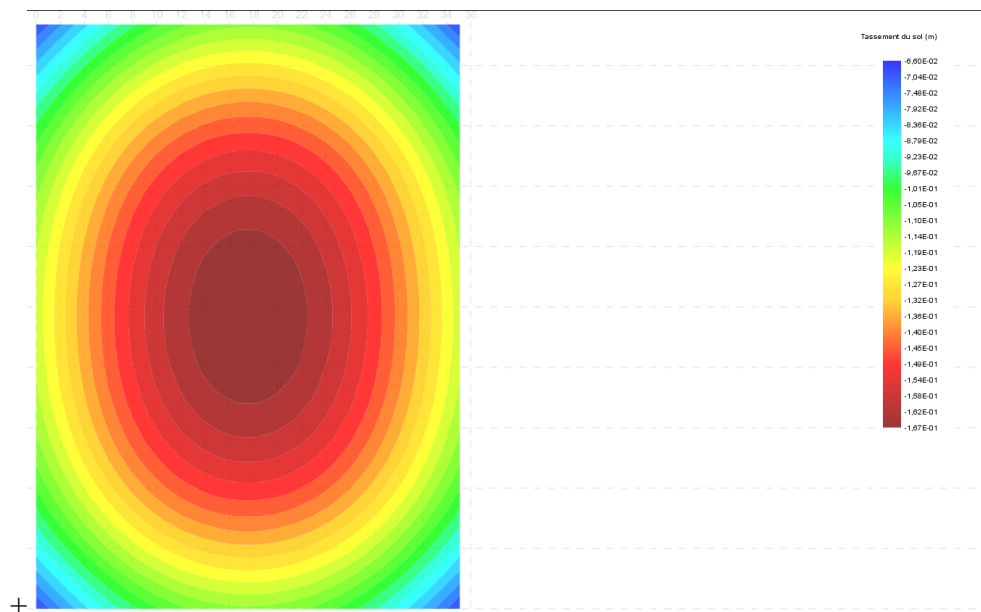


Figure V.3 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment C – FOXTA TASPLAQ.

Le détail des calculs est présenté en annexe.

V.4.2. Méthode 2 : à partir des valeurs pressiométriques / FOXTA FONDSUP

V.4.2.1. Méthodologie de calcul

Le tassement sous fondation superficielle peut également être estimé à l'aide de la méthode pressiométrique :

$$S = \frac{q - q_0}{9} \left(\frac{\lambda_c B \alpha}{E_c} + 2 \frac{B_0}{E_d} \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha \right) \dots \dots \dots (V-3)$$

Où :

- q : contrainte moyenne transmise au sol ($Q_v /$ surface totale d'assise) ;
- q_0 : contrainte verticale totale avant travaux à la base de la fondation ;
- α : coefficient rhéologique (voir Tableau IV.5) ;
- λ_c et λ_d : coefficients correcteurs de forme (voir Tableau V.9) ;

Tableau V-9 : Indications pour le choix des coefficients de forme

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

- E_c et E_d : respectivement modules pressiométriques équivalents dans les zones sphérique (déformations volumiques) et déviatorique (déformations de cisaillement).

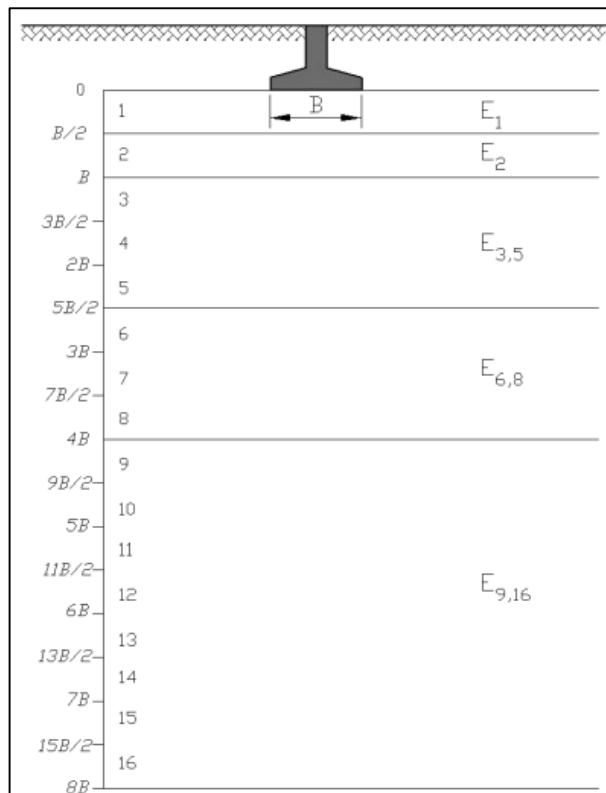
Ils sont calculés comme suit :

$$E_c = E_1$$

$$E_d = \frac{1}{\frac{0.25}{E_1} + \frac{0.30}{E_2} + \frac{0.25}{E_{3-5}} + \frac{0.10}{E_{6-8}} + \frac{0.10}{E_{9-16}}}$$

Avec :

- E_i : moyenne harmonique des modules mesurés entre $(i-1).B/2$ et $i.B/2$ (Figure IV.2)
- E_{i-j} : moyenne harmonique des modules mesurés entre $(i-1).B/2$ et $j.B/2$ (Figure IV.2)



FigureV.4 : Définition des modules pour l'estimation des tassements par la méthode pressiométrique.

V.4.2.2. Résultats tassements / Méthode 2

Les résultats sont présentés dans le tableau V.9 :

Tableau V-10 : Résultats des tassements calculés par la méthode 2.

Bâtiment	λ_c	λ_d	α	E_c [kPa]	E_d [kPa]	q_0 [kPa]	q [kPa]	s_c [cm]	s_d [cm]	s_{tot} [cm]
A	1.14	1.28	0.57	3851.80	8905.90	25.00	78.77	3.54	0.95	4.48
B	1.11	1.18	0.57	3851.80	8905.90	25.00	77.52	3.38	0.88	4.27
C	1.14	1.28	0.57	3851.80	8905.90	25.00	78.77	3.54	0.95	4.48

Le détail des calculs est présenté en annexe II.

Avec :

- s_c : Tassement instantané
- s_d : Tassement différentiel
- s_{tot} : Tassement total

V.4.3. Méthode 3 : Œdométrie

V.4.3.1. Méthodologie de calcul

La méthode œdométrique est utilisée pour définir les tassements de consolidation pour les couches de sols de natures fines ayant fait objet d'essais œdométriques. Les formations de sols concernées sont les suivantes :

- N°02 : Limon avec traces de sable
- N°03 : Sables argileux à argiles sableuses

Pour les autres formations, la valeur du module œdométrique E_{oed} est définie par la relation E_M / α donnée par la norme NF P94-261 (comme expliqué au paragraphe III.4 du présent mémoire).

Remarque : on note que la formation 1 (remblais) est de nature hétérogène. Très peu d'essais œdométriques ont été réalisés dans cette formation.

Les modèles œdométriques retenus pour les formations 2 et 3 est dans le tableau V.11 ci-après :

TableauV-11 : Paramètres œdométriques des formations n°2 et n°03.

Paramètres œdométriques	Profondeur de base	H (m)	Cs	Cc	e ₀	Cs/(1+e ₀)	Cc/(1+e ₀)	σ' _{v0} (kPa)	σ _p (kPa)
Formation n°2	-14	11	0.016	0.234	0.56	0.0103	0.1500	140	21.5
Formation n°3	-20	6	0.074	0.220	0.56	0.0474	0.1410	200	103.5

Les valeurs œdométriques pour les formations n°2 et n°03 correspondent respectivement aux résultats des essais « SC6 à 10m » et « SC9 à 18.5m ».

Avec : $H, C_s, \sigma'_{v0}, \Delta\sigma_z, e_0, \sigma'_p, C_c$ définis en 6.3.

- H : épaisseur de la couche compressible
- Cc : Indice de compressibilité
- Cs : Indice de gonflement
- σ'_{v0} : Contrainte effective du sol
- σ'_p : Contrainte de préconsolidation
- e₀ : Indice des vides initial
- $\Delta\sigma_z$: différence de contrainte due au chargement

Les modules retenus pour les formations 1, 4 et 5 sont rappelés dans le tableau V.12 ci-après :

Tableau V-12 : Données pressiométriques des formations 1,4 et 5.

Profondeur / TN [m]	N° de la formation	Formation	Données Pressiométriques		
			Em [MPa]	α [-]	E œd [MPa]
3	N°01	Remblais	4.33	0,50	8,67
28	N°04	Argiles sableuses	13	0.67	19.50
30	N°05	Gneiss friable	21	0.67	31.50

~~Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~

Afin d'estimer les tassements des sols sous la surcharge du radier, nous avons effectué une modélisation analytique par la méthode de Boussinesq définie à partir du module TasselDO de FOXTA V4. Les calculs sont réalisés par implément des résultats pressiométriques et œdométriques.

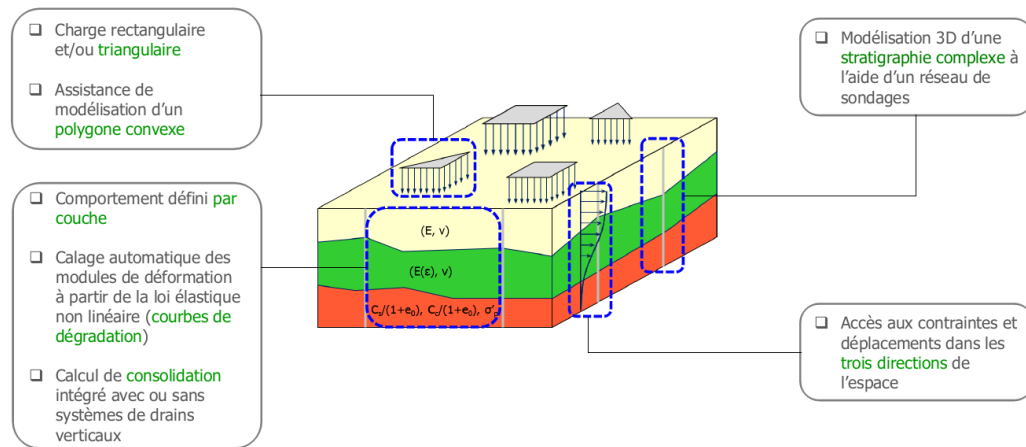


Figure V.5 : Principe de calcul du module TASSELDO FXTA - Extrait du manuel.

V.4.3.2. Résultats tassements / Méthode 3 : Œdométrique

Le tassement maximal absolu obtenu au droit du bâtiment A est d'environ 17.7cm (Figure V.6).

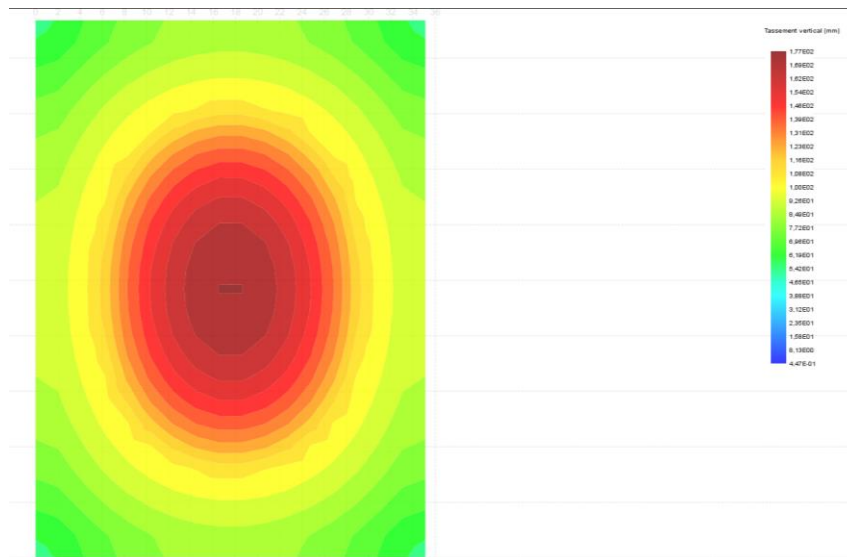


Figure V.6 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment A – FOXTA TASSELDO.

Le tassement maximal absolu obtenu au droit du bâtiment B est d'environ 20 cm (Figure V.7).

~~Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~

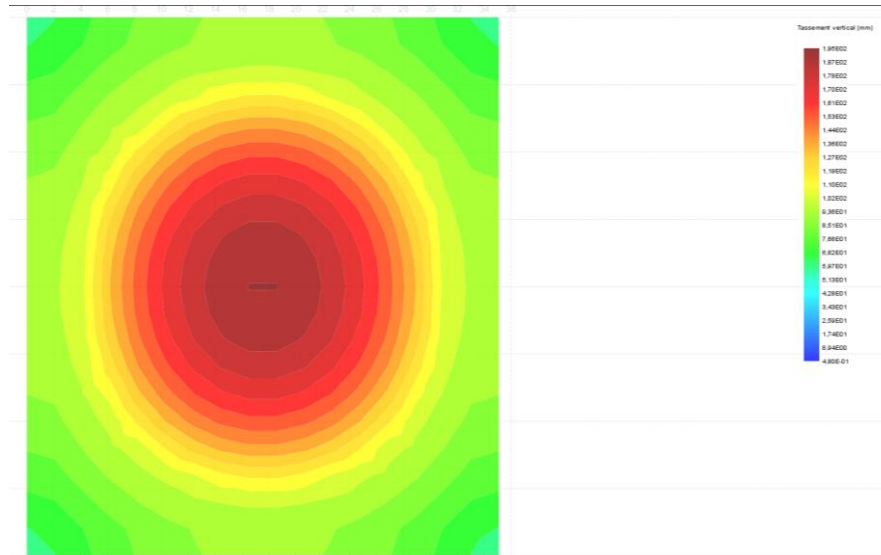


Figure V.8 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment B – FOXTA TASSELDO.

Le tassement maximal absolu obtenu au droit du bâtiment C est d'environ 21cm (Figure V.8).

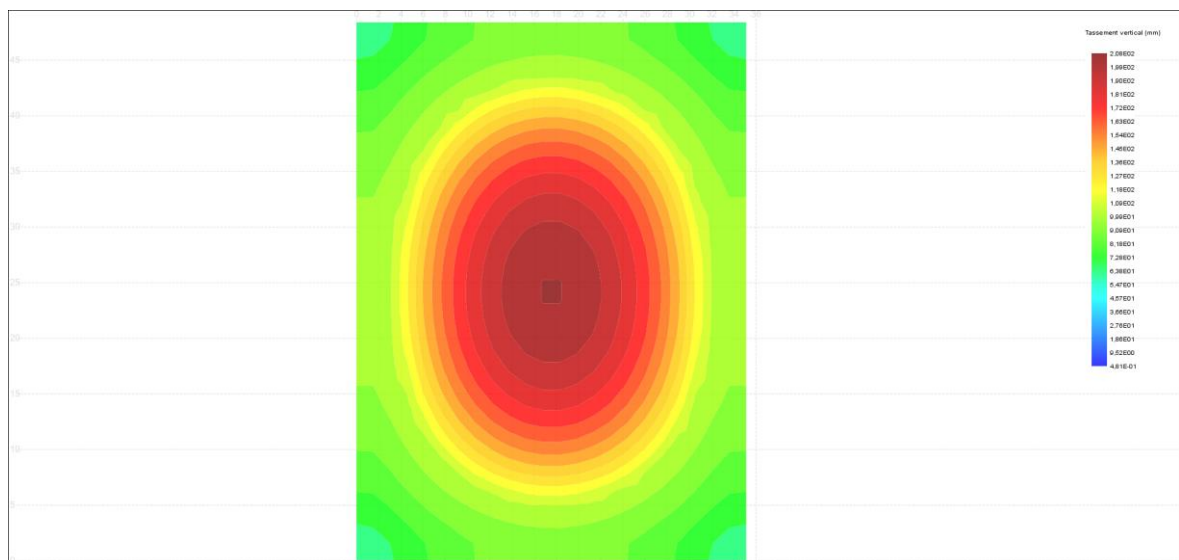


Figure V.9 : extrait des résultats de tassement du radier du bâtiment C – FOXTA TASSELDO

V.5. Conclusion

La condition du calcul de la capacité portante a été vérifiée par le radier, où la charge menée par la structure au radier est inférieure à la charge admissible du sol.

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~

Les tassements obtenus par la méthode 1 et 3 sont beaucoup plus élevés que ceux obtenus avec la méthode 2 (pressiométrique) (tableau V.13). Il est noté que d'après la norme NF P 94-261, la méthode pressiométrique d'estimation des tassements est adaptée aux fondations superficielles de type : semelle filante ou isolée. En effet, cette méthode sous-estime les valeurs de tassement sous une fondation de type « Radier ».

Les tassements retenus seront donc, issus des méthodes 1 et 3, à savoir des tassements variants entre 15 et 21 cm.

Ces tassements ne sont donc pas admissibles par l'ouvrage car ils dépassent les valeurs données au paragraphe V.1. Un renforcement du sol est donc nécessaire afin de réduire ces tassements.

Un renforcement par inclusions rigide au « domaine 2 » est retenu, correspondant au cas des inclusions non nécessaires à la stabilité de l'ouvrage, et dont l'objectif est essentiellement la réduction des tassements, selon les recommandations ASIRI 2012.

Tableau V-13 : Comparaison des tassements calculés par les 3 méthodes.

Bâtiment	Tassement méthode 1	Tassement méthode 2	Tassement méthode 3
A	15 cm	4.48 cm	17.7 cm
B	16 cm	4.27 cm	20cm
C	16 cm	4.48 cm	21cm

Chapitre VI : Dimensionnement des inclusions rigides

VI.1. Introduction

Comme démontré dans le Chapitre V, un renforcement du sol est nécessaire afin de réduire les tassements à une amplitude acceptable par le projet. Les systèmes de renforcement envisageables sont les suivants :

- Renforcement des sols par pré-chargement (décrit dans le I.3.3.1.). Cette technique est peu coûteuse mais nécessite un délai pouvant être assez long. Par conséquent, elle est souvent associée à la réalisation de drains verticaux qui facilitent l'évacuation des pressions interstitielles et limitent le temps de consolidation.
- Renforcement des sols par colonnes ballastées.
- Renforcement par un réseau d'inclusions rigides.

Dans la continuité de ce mémoire, seule la solution de renforcement de sols par inclusions rigides sera traitée, car elle nous paraît plus intéressante, techniquement, économiquement et répond aux contraintes liées aux délais de réalisation. Ainsi ces inclusions appartiendront au « domaine 2 » selon les recommandations ASIRI 2012 : inclusions utilisées uniquement en réduction de tassement.

L'étude du comportement de l'épaisseur de sol renforcée est réalisée sur le module Taspie+ du logiciel Foxta V4. Il permet d'étudier le comportement d'une maille de sol équivalente selon une répartition définie (maillage). Ce logiciel utilise les documents et principes de calculs suivants :

- Recommandations du projet national ASIRI ;
- Norme NF P 94-262 (Eurocode 7 appliqué aux fondations profondes) ;
- DTU 13.12 – Règles pour le calcul des fondations superficielles.

Le dimensionnement sera réalisé pour le cas de charge le plus défavorable à savoir celui du bâtiment B.

Les inclusions seront ancrées de 0.4m dans la formation 5 (Gneiss altéré).

VI.2. Définition du renforcement

VI.2.1. Caractéristique des inclusions

Le dimensionnement proposé se base sur des inclusions rigides de caractéristiques suivantes :

- Réalisation selon type pieux forés à la tarière creuse sans refoulement de sol ;
- Diamètre Ø400 mm ;
- Longueur 28.5 m ;
- Béton C25/30 ;
- Maillage proposé : 2 x 2 m.

VI.2.2. Définition du matelas de répartition

Un matelas de répartition sera disposé en tête des inclusions rigides. Ce dernier aura pour but de reporter une certaine proportion des contraintes en tête d'inclusion. Les préconisations à suivre pour la réalisation de ce matelas sont données dans le paragraphe spécifique.

Les paramètres retenus pour le matelas de répartition sont les suivants :

- Frottement interne $\phi' = 38^\circ$;
- Cohésion $c' = 0$ kPa ;
- Epaisseur = 0.6 m.

La mise en œuvre du matelas de répartition au-dessus des inclusions rigides se fera avec des matériaux bloquants et drainants dont la mise en œuvre sera soignée. Les matériaux d'apport seront insensibles à l'eau et d'une bonne compacité en œuvre. On utilisera des matériaux tel que des graves sableuses Ø0/50 mm à Ø0/100 mm.

VI.2.3. Paramètres de sol

Les formations n°2 et n°3 sont modélisées avec un comportement œdométrique prenant en compte les résultats des essais laboratoires. Les formations n°1, 4 et 5 sont modélisées avec un comportement élastique déduis des valeurs pressiométriques.

Il est retenu des pieux forés à la tarière creuse (FTC de classe 2 et de catégorie 6 selon NF P 94-262). Les paramètres caractérisant la portance des terrains pris en compte sont les représentés dans le tableau VI.1 :

Tableau VI-1 : Paramètres caractéristiques de la portance des sols

N°	Sols	p_l^* [MPa]	Courbes f_{sol}	α_{pieu-} sol	$q_{s ; i}$ [kPa]	k_p max
N°01	Remblais	0.52	Q1	1.5	52	1.30
N°02	Limon avec traces de sable, avec une poche de vase	0.29	Q1	1.5	39	1.30
N°03	Sables argileux à argiles sableuses	0.64	Q2	1.8	64	1.65
N°04	Argiles sableuses	1.04	Q1	1.5	63	1.30
N°05	Gneiss friable	2.10	Q5	1.6	161	2.0

Avec :

- Courbe f_{sol} : courbe pour détermination de f_{sol} de l'annexe F de la norme NF P 94-262.
- $q_{s ; i}$: coefficient de frottement latéral maximum (kPa).
- $k_{p \max}$: facteur de portance pressiométrique maximum.

Le terme de frottement unitaire (q_s) est ajusté par itération en le comparant au terme $K \tan \delta$ défini comme suit pour les différentes formations :

- 0.45 pour les remblais (Formation n°1) ;
- 0.15 pour les limons argileux (Formation n°2) ;
- 0.45 pour les sables argileux (Formation n°3) ;
- 0.20 pour les argiles sableuses (Formation n°4) ;
- 1 pour substratum marneux (Formation n°5).

Définition du $K \tan \delta$:

Les méthodes proposées dans les règlements pour estimer les frottements négatifs reposent sur le calcul du champ de contraintes effectives dans le sol puis du frottement à l'interface sol-pieu. Cette approche est basée sur le coefficient K (coefficient de pression de terres en contact sol/pieu) et de l'angle δ , l'angle de frottement sol/pieu qui dépend du type de pieu et de la nature de sol. Le frottement négatif est donc défini par la formule suivante :

$$F_n(z) = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan(\delta) \dots\dots\dots(VI-1)$$

		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	sols organiques	0,10	0,15	0,20
Argiles et limons	mous	0,10	0,15	0,20
	fermes et durs	0,15	0,20	0,30
Sables et graves	très lâches		0,35	
	lâches		0,45	
	compacts		1,00	

Figure VI.1 : Valeurs du paramètre $K \tan \delta$ - extrait de la norme NF P 261.

VI.3. Justification

On se limitera à un encastrement minimum d'un diamètre dans la couche porteuse (ancrage minimal défini sur ASIRI [6]). Les inclusions seront donc ancrées de 0.4m dans la formation 5 (Gneiss altéré).

Les éléments à justifier pour les inclusions appartenant au domaine 2 sont les suivants :

- La résistance en compression de l'inclusion (vérification charge admissible du béton) ;
- La résistance au flambement ;
- Le non-poinçonnement du matelas ;

VI.3.1. Charge admissible du béton

On vérifiera que les charges appliquées restent inférieures à la limite de compression du matériau constitutif de l'inclusion. Conformément à la norme NF P94-262 et la norme NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-1-1/NA, un béton doit être défini :

- Par sa résistance caractéristique à la compression f_{ck}^* ;
- Par son module d'élasticité E_{cm} .

La résistance caractéristique à la compression est calculée à partir de la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \inf \{ f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck} \} \alpha_{CC} \frac{1}{k_1 k_2} \dots \dots \dots (VI-2)$$

- f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres à 28 jours. Nous considérerons des vérifications pour un béton âgé de plus de 28j, ainsi $f_{ck}(t) = f_{ck}$.
- Pour la réalisation des inclusions rigides, nous considérerons un béton de type C25/30, ainsi $f_{ck} = 25$ MPa.

C_{max} : valeur maximale de la résistance du béton dépend du mode d'exécution de l'inclusion (tableau ci-dessous)

- α_{cc} : coefficient qui dépend de la présence ou non d'une armature (armé = 1, non armé = 0,8). Nous considérons que des inclusions non armées
- k_1 : coefficient empirique tenant compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles de section selon la technique utilisée (tableau ci-dessous)

Tableau VI-2 : Coefficients applicables à la détermination de la résistance caractéristique de compression du béton des pieux

Cas	Mode d'exécution	C_{max} (MPa)	k_1
1	Inclusions forées avec extraction de sol	35	1,3
2	Inclusions forées tarière creuse avec extraction de sol	30	1,4
3	Inclusions forées tarière creuse avec refoulement	35	1,3
4	Inclusions vibrofoncées ou moulées en place	35	1,3
5	Incorporation d'un liant avec le sol (colonnes de sol traité, <i>jet grouting</i>)	(*)	(**)

Figure VI.2: Valeurs de k_1 et de C_{max} (extrait des recommandations Asiri [6]).

- k_2 : coefficient empirique tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de l'inclusion.
 - Pour un rapport B/L inférieur à 1/20 : $k_2 = 1.05$
 - Pour un diamètre B inférieur à 0.6 m : $k_2 = 1.30 - B/2$
 - Si les deux conditions précédentes sont réunies : $k_2 = 1.35 - B/2$
 - Autre cas : $k_2 = 1$
- k_3 : coefficient empirique tenant compte des contrôles d'intégrité effectués = 0.65 pour des inclusions du domaine 2, sans essais de contrôle (voir tableau VI.3 extrait des recommandations Asiri [6]).

Tableau VI-3 : Valeurs de k_3 .

Valeurs de k_3	Sans essai (a)	Avec essais de réflexion ou d'impédance (a)	Avec essais de qualité	Avec essais de portance	Avec essais de contrôle renforcé (b)
Domaine 1 (inclusions nécessaires à la stabilité)	*	0,75	**	1,2	1,4
Domaine 2 (inclusions non nécessaires à la stabilité)	0,65	0,85	1,4	1,5	1,7

Nota : les essais de contrôle ne sont pas obligatoires pour les inclusions appartenant au domaine 2. Cependant, les inclusions du domaine 1 (inclusions assurant la reprise de portance) nécessitent la réalisation d'essais de contrôle.

Pour la vérification aux conditions aux ELU, la valeur de calcul de la résistance à la compression du béton pour une fondation profonde est déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{cd} = \text{Min} \left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c} ; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c} ; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right) \dots\dots\dots(\text{VI-3})$$

- γ_c : coefficient partiel dont la valeur est 1,5 à l'ELU fondamental (durable transitoire), et 1,2 à l'ELU accidentel (sismique).

Pour la vérification à l'ELS caractéristique, les contraintes moyennes et maximales appliquées dans le béton au niveau de la section la plus sollicitée ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

À l'ELS, la contrainte maximale de compression du béton est limitée à $\sigma_{cmax} = \text{Min} \{0,6k_3 f_{ck}^* ; 0,6 f_{ck}\}$ et la contrainte moyenne de compression sur la seule section comprimée de celui-ci est limitée à $\sigma_{cmoy} = (0,3 \cdot k_3 \cdot f_{ck}^*)$.

Ainsi, pour les différentes combinaisons d'action, et pour un béton de type C25/30, la contrainte de compression admissible du béton est donnée dans le tableau suivant :

Tableau VI-4 : Contrainte admissible béton inclusions rigides

Longueur (m)	Diamètre (m)	k_1	k_2	k_3	α_{cc}	F_{ck} [MPa]	C_{max} [MPa]	σ_{moy} [MPa]	f_{cd}	f_{cd}
									(ELU Fond) [MPa]	(ELU Fond) [KN]
28.5	0.4	1.4	1.15	0.65	0.8	25	30	3.04	6.35	798.52

VI.3.2. Module d'élasticité

Les recommandations ASIRI préconisent, dans le cas d'inclusions rigides, un module de déformation défini comme suit :

- Inclusions en béton : $E_{cm} = 3700 f_{ck}^{1/3}$, pour un béton de type C25/30,
 $E_{cm} = 10.7 \text{ GPa}$;
- Inclusions en mortier : $E_{cm} = 2700 f_{ck}^{1/3}$, pour un béton de type C25/30,
 $E_{cm} = 7.8 \text{ GPa}$;

Nous considèrerons un module $E_{cm} = 10 \text{ GPa}$ pour des inclusions en béton.

VI.3.3. Résistance vis-à-vis du flambement

D'après les recommandations ASIRI, le critère du flambement est à vérifier si les deux conditions suivantes sont réunies :

- module pressiométrique $E_M < 3 \text{ MPa}$ sur une hauteur significative ($> 5 \times$ diamètre d'inclusion)
- diamètre d'inclusion $D < 300 \text{ mm}$

Le diamètre des inclusions retenu est de 400 mm. La vérification du flambement n'est donc pas nécessaire.

VI.3.4. Poinçonnement du matelas de répartition

Pour des épaisseurs de remblais réduites et pour des réseaux d'inclusions suivant des mailles lâches, les inclusions peuvent créer un phénomène de poinçonnement du matelas de répartition créant un phénomène de « boîte à œuf renversée ». La vérification du poinçonnement est réalisée suivant la théorie de Prandtl qui tend à calculer la contrainte à la rupture du poinçonnement des inclusions sur le matelas de répartition. La vérification au poinçonnement est assurée si la contrainte calculée par FOXTA V4 en tête d'inclusion est inférieure à la contrainte calculée par la théorie de Prandtl.

Définition du Schéma de Prandtl :

Le premier schéma d'équilibre limite au sein du matelas de répartition peut être assimilé à celui de Prandtl qui associe une zone en équilibre de poussée de Rankine (I) au-dessus de la tête de l'inclusion, une zone délimitée par un arc de spirale logarithmique (II) et une zone en équilibre de butée de Rankine à l'extérieur de la tête d'inclusion (III) (voir Figure VI.3).

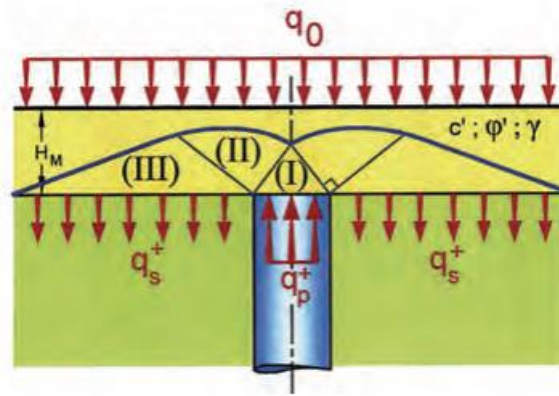


Figure VI.3 : Schéma de rupture de Prandtl dans le matelas.

Cette vérification consiste à établir, pour le chargement externe appliqué (charge du radier), une valeur limite de la contrainte en tête de l'inclusion compatible avec les caractéristiques du matériau constitutif du matelas.

La valeur de la contrainte limite en tête d'inclusion sera :

$$q_p^+ = \frac{N_q}{1 + \alpha(N_q - 1)} q_0^* \dots \dots \dots (VI-4)$$

Avec :

- α : taux de « substitution » (rapport entre la section de l'inclusion et la surface de la maille).
- N_q : facteur dépendant de l'angle de frottement interne du matelas. Ce facteur est déduit selon les recommandations d'ASIRI en fonction de l'angle de frottement du sol.

Tableau VI-5 : Valeurs caractéristiques des paramètres du schéma de Prandtl.

ϕ'	30	35	38	40
N_q	18,4	33,3	48,9	64,2

- q_0^* : contrainte moyenne à la base du matelas de répartition :
- $q_0^* = q_0 + \gamma_{\text{remblai}} \times h_{\text{remblai}}$

VI.4. Résultats des calculs

L'évolution des efforts et contraintes dans l'inclusion rigide en fonction de la profondeur est donnée ci-après :

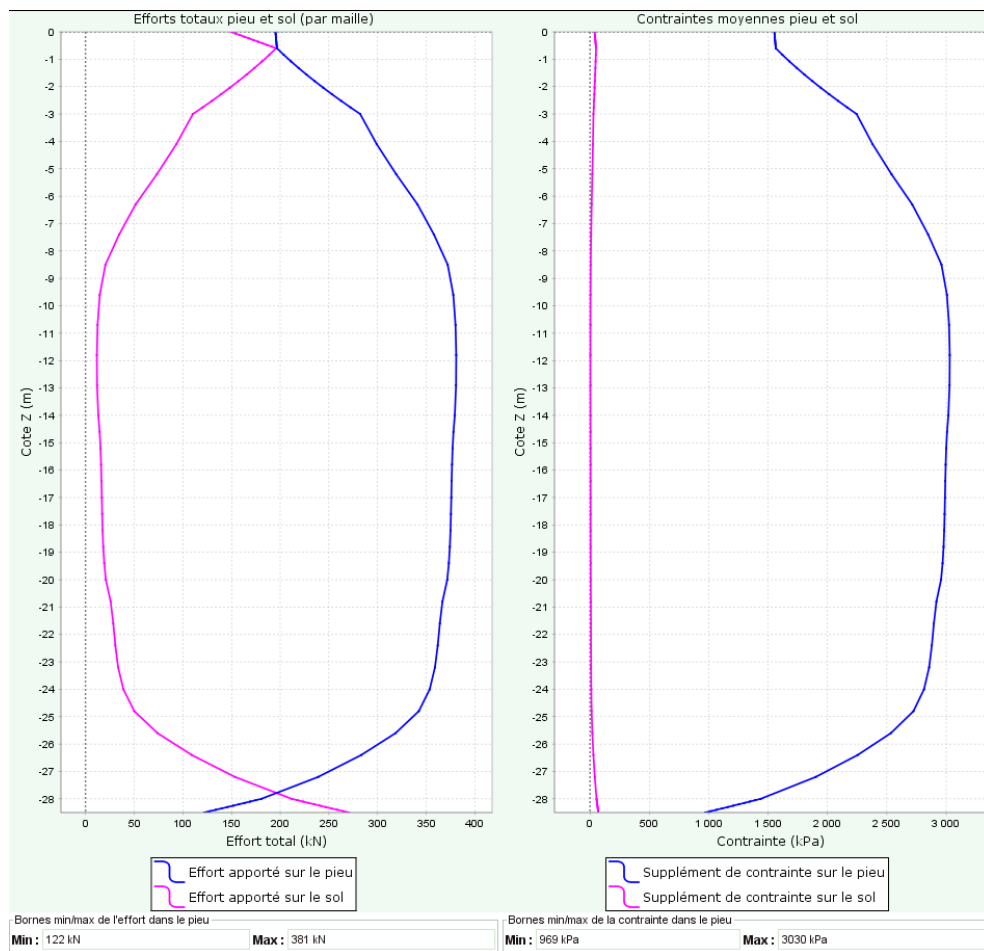


Figure VI.4 : Evolution des efforts et contraintes dans l'inclusion rigide en fonction de la profondeur

Vérification de la charge admissible du béton :

Tableau VI-6 : Résultat de la portance du béton.

Modèle	Bâtiment B (cas le plus défavorable)
Contrainte maximale dans l'inclusion (kPa) (source : Annexe Foxta)	3030
σ_{moy} admissible (kPa) (Cf. VI.3.1.)	3040
Critère : Contrainte de compression maximale < σ_{moy}	Vérifié

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.
~~Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~

Vérification du poinçonnement du matelas de répartition :

Tableau VI-7 : Résultats du poinçonnement du matelas de répartition.

Contrainte en tête d'inclusion (kPa) (source : Annexe Foxta)	1552
coefficient d'efficacité du réseau d'inclusions $\alpha =$	0.0314
Nq du remblai =	48.9
charge en tête du remblai (kPa) =	86.1
charge à la base du remblai (kPa) =	102.1
Prandtl : Qp^+ (kPa)	1993.8
Critère : Contrainte en tête $< qp^+$	Vérifié

Résultats des tassements :

L'évolution des tassements du sol et de l'inclusion est présentée s :

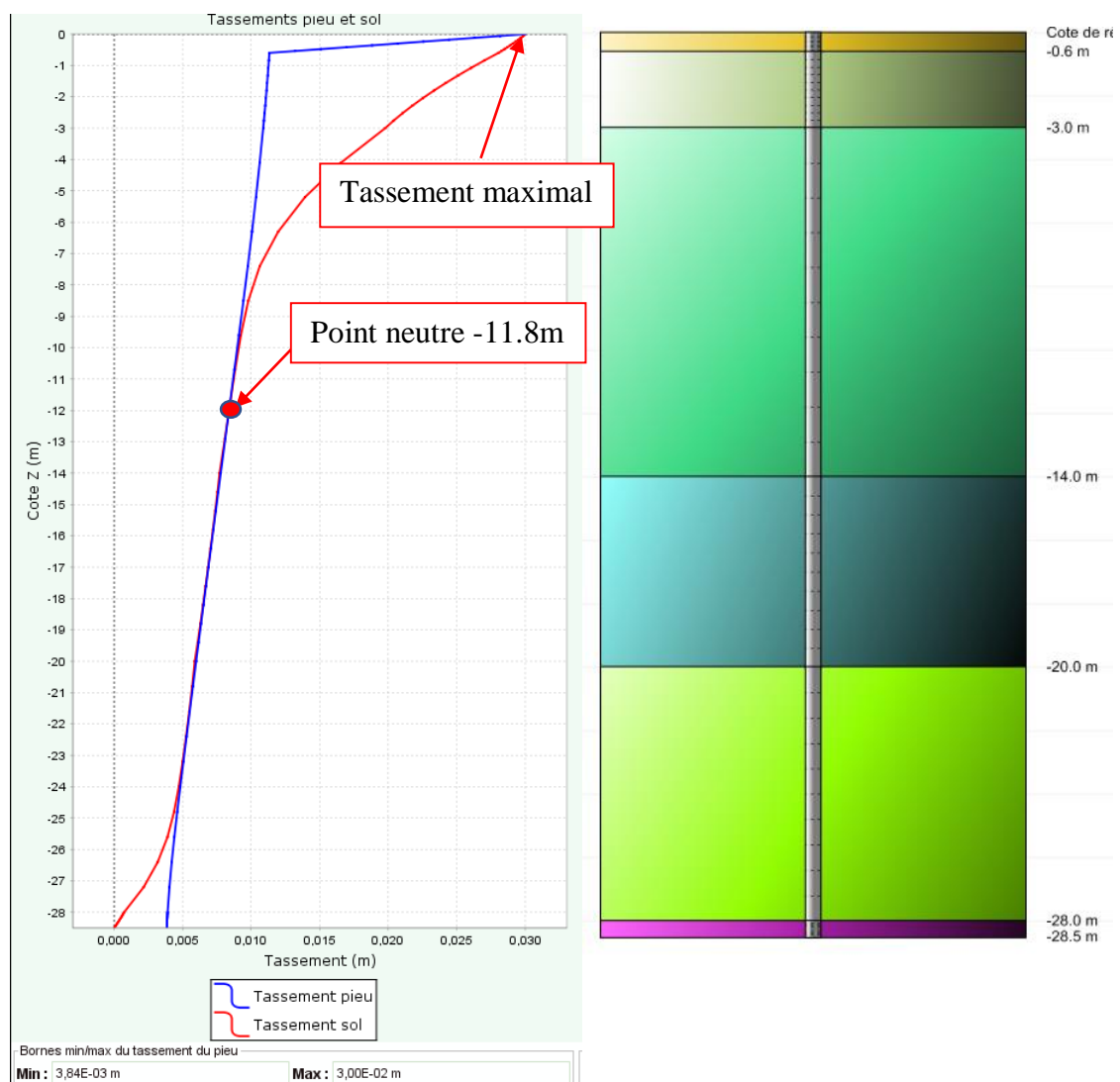


Figure VI.5 : Résultats des tassements du sol et de l'inclusion (FOXTA V4).

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.
~~Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.~~

Le tassement maximal du sol sous radier est estimé à 3.0 cm. Cette valeur est inférieure à la valeur du tassement admissible qui est de 5cm.

VI.5. Conclusion

Le renforcement proposé est synthétisé par la figure VI.6 ci-après :

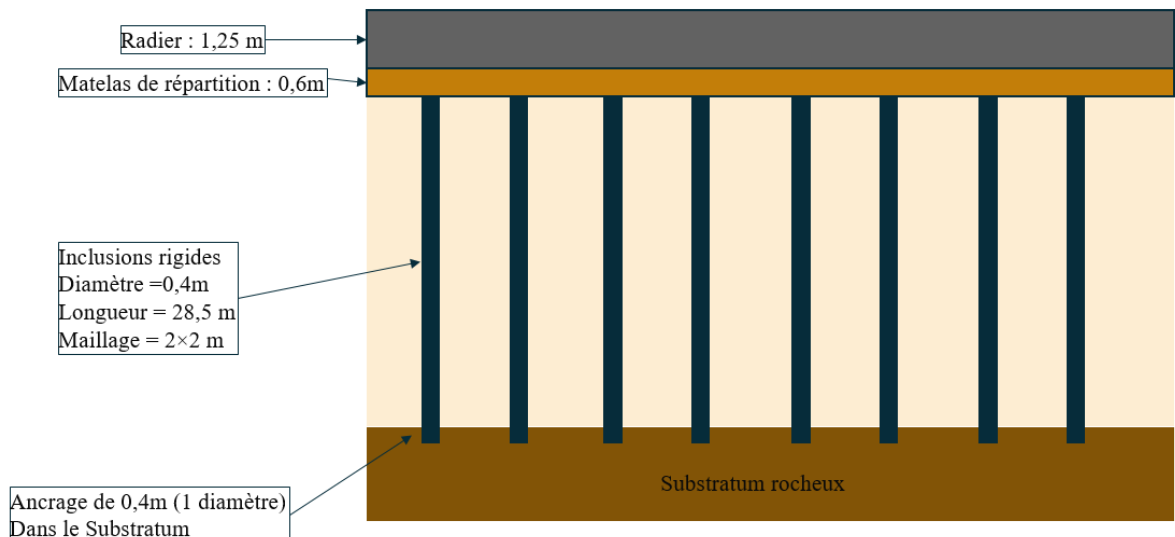


Figure VI.6 : Schéma représentant le renforcement par inclusions rigides.

Le système de renforcement proposé permet donc de réduire les tassements et respecter les seuils admissibles par les ouvrages. Néanmoins, les remarques suivantes sont à préciser :

- Etant donné l'absence de sondage pressiométriques, le dimensionnement mené se base sur plusieurs hypothèses et corrélations tirées de la littérature (normes, documents techniques, etc.). Ces hypothèses peuvent être défavorables, ce qui pénalise le projet (cout, délai). Il est noté qu'une meilleure appréciation des aléas géotechniques permettra d'affiner les hypothèses et de garantir au mieux l'exécution de l'ouvrage (coûts/délais/sécurité).
- Le dimensionnement proposé peut être optimisé de plusieurs façons. Comme par exemple, le renforcement du matelas de répartition par un géotextile permet de réduire son épaisseur et/ou de réduire la densité du maillage des inclusions.

Conclusion générale

Le présent mémoire de fin d'études nous a permis d'améliorer nos connaissances dans le domaine de la géotechnique et d'affronter des problématiques techniques de terrain. Le travail effectué dans ce mémoire a pour but de dimensionner un renforcement de sols présentant de faibles caractéristiques géomécaniques, et destinés à recevoir des ouvrages dans le cadre du projet de la réalisation d'une gare maritime au port de Annaba.

L'interprétation des différentes données géotechniques disponibles a été indispensable pour analyser les conditions réelles du site, permettant de déduire les modèles lithologiques et géotechniques nécessaires au dimensionnement des fondations et des renforcements de sol.

Dans un premier temps, nous avons effectué un calcul pour déterminer la capacité portante et les tassements des radiers. La capacité portante du radier a été vérifiée, cependant, les tassements obtenus (entre 15 et 21cm) ne respectaient pas les valeurs admissibles par les ouvrages (5cm). Cela nous a conduit à proposer une solution de renforcement des sols par inclusions rigides au « domaine 2 » conformément à l'ASIRI 2012, correspondant au cas des inclusions non nécessaires à la stabilité de l'ouvrage, et dont l'objectif est essentiellement la réduction des tassements.

Ce calcul a été mené avec le logiciel de calcul FOXTA V4.

Les résultats obtenus ont abouti à une proposition de solution de renforcement via un réseau d'inclusions rigides non armées réalisées à la tarière creuse et comportant les caractéristiques suivantes :

- Un diamètre de 0.4m,
- Une longueur de 28.5m avec un ancrage minimal de 0.4m dans le substratum altéré (Gneiss altéré)
- Un maillage de 2m x 2m (espacement entre inclusions),
- Un matelas de répartition de 0.6m, sous l'ensemble de l'ouvrage,

Ces caractéristiques ont permis d'obtenir un tassement maximal de l'ordre de 3 cm, respectant ainsi la valeur du tassement admissible par les ouvrages qui est de 5 cm.

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.

Error! Use the Home tab to apply Titre 1 to the text that you want to appear here.

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.

Nous espérons que ce projet apportera une lumière supplémentaire sur les différentes problématiques abordées.

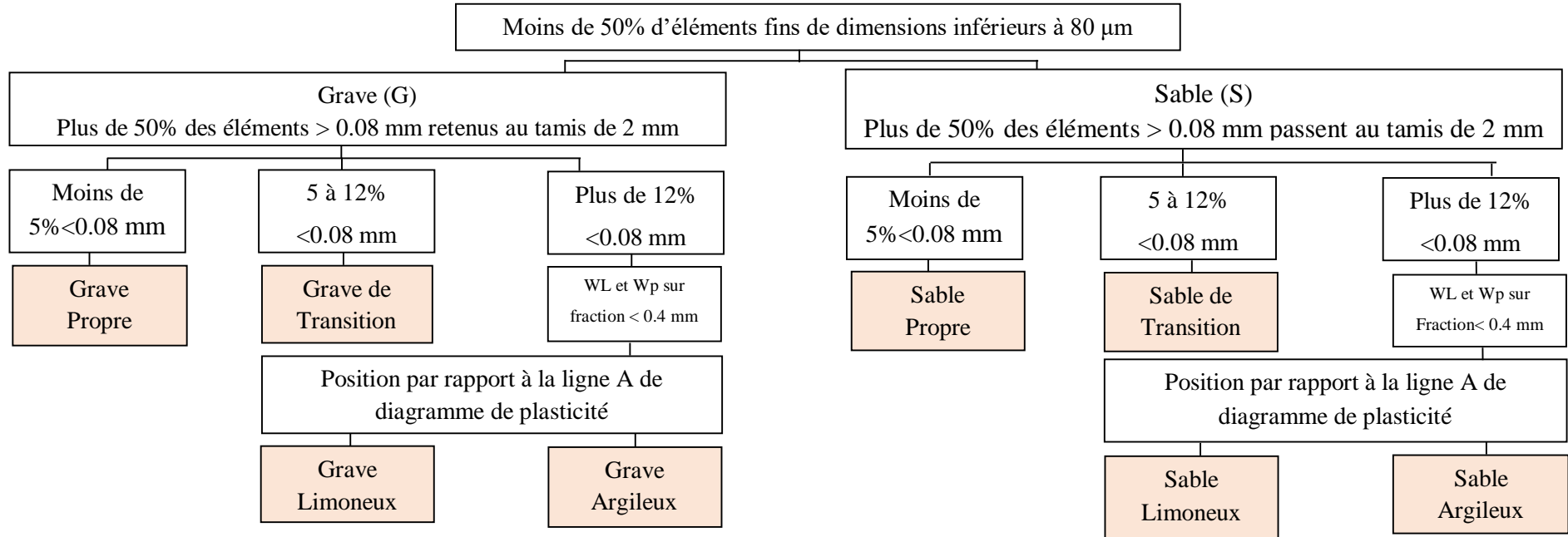
Références bibliographiques

- [1] Bounab, S., Bousnoubra H. et Saou, A. (2017) « Typologie hydrogéochimiques des eaux souterraines de l'extrême Nord-Est », Université Badji Mokhtar Annaba, Université A /Mira Bejaia. 12 pages , Article.
- [2] Derradji, E. F., « Identification qualitative et quantitative des ressources en eau de la région d'Annaba- El Tarf(Nord-Est de l'Algérie) », Université Badji Mokhtar Annaba. Thèse. [en ligne] <https://lc.cx/MBE6HJ>. Consulté le 13 aout 2022.
- [3] Derradji, Z. (1988) « Hydrologie et ressources en eau souterraine des terrasses alluviales et du massif dunaire de la plaine orientale d'Annaba (nord-est algérien) », Université Nancy 2. France, Thèse.
- [4] Hubert, B., Philipponnat, B., PAYANT, O. et Zerhouni, M. (2019), « Fondations et ouvrages en terre ». Edition Eyrolles Paris, 797 pages.
- [5] 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.
- [6] Le Projet National ASIRI. (2012) « Amélioration des Sols par Inclusions Rigides ».
- [7] MAGNAN, J.P. et PILOT, G (1988) « Document technique de l'ingénieur », article,14 pages.
- [8] Norme NF P 94-050 (Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage).
- [9] Norme NF P 94-064 (Masse volumique sèche d'un élément de roche - Méthode par pesée hydrostatique).
- [10] Norme NF P 94-262 (Eurocode 7 appliqué aux fondations profondes)

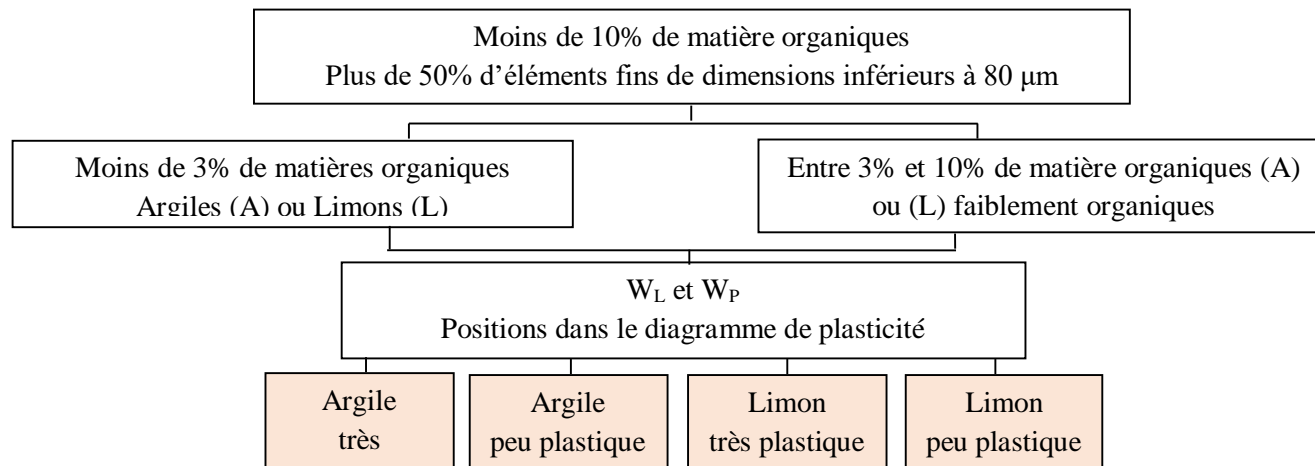
Annexes

ANNEXE I : Organigramme de classification LCPC [3]

Classification des sols grenus



Classification des sols fins



ANNEXE II : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC6, SC8 et SC9.

Tableau 0-1 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC6.

Z	3,225	4,725	6,225	7,725	9,225	10,725	12,225	13,725	15,225	16,725	18,225	19,725
N_{spt}	10,000	2,000	1,000	4,000	3,000	4,000	5,000	20,000	25,000	22,000	14,000	25,000
σ_v	61,275	89,775	118,275	146,775	175,275	203,775	232,275	260,775	274,050	301,050	328,050	355,050
σ'_v	51,275	79,775	108,275	136,775	165,275	193,775	222,275	250,775	264,050	291,050	318,050	345,050
C_N	1,397	1,120	0,961	0,855	0,778	0,718	0,671	0,631	0,615	0,586	0,561	0,538
$(N_{spt}^1)_{60}$	13,965	2,239	38,441	3,420	2,334	2,873	3,354	12,630	15,385	12,896	7,850	13,459
$CRR_{7.5}$	0,200	0,100	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
K_σ	1,000	1,000	1,000	0,960	0,910	0,900	0,850	0,820	0,810	0,800	0,800	0,750
CRR	0,200	0,100	0,200	0,192	0,182	0,180	0,170	0,164	0,162	0,160	0,160	0,150
r_d	0,975	0,964	0,952	0,941	0,928	0,888	0,848	0,808	0,767	0,727	0,687	0,647
CSR	0,155	0,145	0,139	0,135	0,131	0,124	0,118	0,112	0,106	0,100	0,095	0,089
FL	1,287	0,691	1,442	1,387	1,446	1,439	1,465	1,525	1,595	1,693	1,693	1,689
F(Z)	0,000	0,309	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$F(Z) * (10 - (Z/2))$	0,000	2.357	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

PL(z) = 2,357 < 15% potentiel de liquéfaction moyen

Tableau 0-2 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC8.

Z	6,225	7,725	9,225	10,725	12,225	13,725	15,225	16,725	18,225	19,725
N _{spt}	3,000	4,000	42,000	4,000	6,000	19,000	25,000	29,000	23,000	21,000
σ_v	128,275	156,775	185,275	213,775	242,275	270,775	284,050	311,050	338,050	365,050
σ'_v	118,275	146,775	175,275	203,775	232,275	260,775	274,050	301,050	328,050	355,050
C _N	0,920	0,825	0,755	0,701	0,656	0,619	0,604	0,576	0,552	0,531
(N ¹ _{spt}) ₆₀	2,759	3,302	31,724	2,802	3,937	11,766	15,102	16,714	12,699	11,145
CRR _{7.5}	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
K _{σ}	0,990	0,930	0,900	0,870	0,850	0,820	0,810	0,800	0,760	0,750
CRR	0,495	0,465	0,450	0,435	0,425	0,410	0,405	0,400	0,380	0,375
r _d	0,977	0,969	0,053	1,067	1,014	0,667	0,507	0,400	0,560	0,613
CSR	0,141	0,138	0,007	0,149	0,141	0,092	0,070	0,055	0,077	0,084
FL	3,503	3,368	60,700	2,914	3,014	4,442	5,786	7,264	4,940	4,460
F(Z)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
F(Z)*(10-(Z/2))	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

PL(z) = 0 < 15% pas de potentiel de liquéfaction

Tableau 0-3 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC8.

Z	3,23	4,73	6,23	7,73	9,23	10,73	12,23	13,73	15,23	16,73	18,23	19,73	21,23	22,73	24,23	25,73
N _{spt}	15,00	19,00	11,00	7,00	2,00	2,00	3,00	12,00	28,00	33,00	35,00	38,00	24,00	30,00	26,00	30,00
σ_v	61,28	89,78	118,28	146,78	175,28	203,78	232,28	260,78	274,05	301,05	328,05	355,05	382,05	409,05	436,05	463,05
σ'_v	71,28	99,78	128,28	156,78	185,28	213,78	242,28	270,78	284,05	311,05	338,05	365,05	392,05	419,05	446,05	473,05
C _N	2,00	1,00	0,88	0,80	0,73	0,68	0,64	0,61	0,59	0,57	0,54	0,52	0,51	0,49	0,47	0,46
(N _{spt} ¹) ₆₀	30,00	19,02	9,71	5,59	1,47	1,37	1,93	7,29	16,61	18,71	19,04	19,89	12,12	14,66	12,31	13,79
CRR _{7.5}	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
K _{σ}	1,00	1,00	0,99	0,91	0,88	0,86	0,83	0,81	0,81	0,77	0,75	0,73	0,72	0,72	0,70	0,68
CRR	0,50	0,50	0,50	0,46	0,44	0,43	0,42	0,41	0,41	0,39	0,38	0,37	0,36	0,36	0,35	0,34
r _d	0,89	0,85	0,92	0,95	1,12	1,12	1,09	0,85	0,43	0,29	0,24	0,16	0,53	0,37	0,55	0,54
CSR	0,10	0,10	0,11	0,12	0,14	0,14	0,14	0,11	0,05	0,04	0,03	0,02	0,07	0,05	0,07	0,07
FL	4,93	4,88	4,40	3,85	3,11	3,02	2,97	3,69	7,38	10,19	12,10	17,66	5,20	7,42	4,88	4,48
F(Z)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
F(Z)*(10-(Z/2))	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

PL(z) = 0 < 15% pas de potentiel de liquéfaction

Tableau 0-4 : Calcul du potentiel de liquéfaction pour SC9.

ANNEXE II (Note de calcul - FOXTA)