



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessa - Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

Etude du comportement des remblais sur sols compressibles

Présenté et soutenu par

BOUTALEB Amina

Devant le jury :

		Grade	Etablissement
Président :	MEBROUK Faouzi	MAA	Université Larbi Tébessi - Tébessa
Encadreur :	AMRANI Donia	MAA	Université Larbi Tébessi - Tébessa
Examineur :	BRAHMI Serhane	MAA	Université Larbi Tébessi - Tébessa

Promotion 2020-2021



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessa – Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

Etude du comportement des remblais sur sols compressibles

Présenté et soutenu par

BOUTALEB Amina

Devant le jury :

		Grade	Etablissement
Président :	MEBROUK Faouzi	MAA	Université Larbi Tébessa - Tébessa
Encadreur :	AMRANI Donia	MAA	Université Larbi Tébessa - Tébessa
Examineur :	BRAHMI Serhane	MAA	Université Larbi Tébessa - Tébessa

Promotion 2020-2021

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Larbi Tebessi – Tébessa
Institut des Mines
Département des Mines et de Géotechnologie



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة
معهد المناجم
قسم المناجم و الجيوتكنولوجيا

Année universitaire : 2020-2021

Tébessa le : 07/06/2021

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

BOUTALEB amina

Niveau : **2^{ème} année Master** Option : Géotechnique

Thème:

Etude du comportement des remblais sur sol compressible

Nom et prénom de l'encadreur : **Amrani donia**

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
CHAPITRE I : comportement des remblais sur sols compressibles.	
CHAPITRE II : les méthodes de renforcement et de stabilisation des sols compressibles	
CHAPITRE III : Présentation et reconnaissance de la région d'étude	
CHAPITRE IV : Application et l'analyses de préchargement	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

الصفة : طالبة

السيد (ة) : بوطالب أمينة

الحاملة لبطاقة التعريف الوطنية رقم 100577656 و الصادرة بتاريخ 2016 /04/15

المسجلة بمعهد المناجم قسم: المناجم والجيوتكنولوجيا

و المكلفة بانجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة

دكتوراه)، عنوانها :

Etude du comportement des remblais sur sol compressible

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية والمنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية

و النزاهة الأكاديمية المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 2021/06/06

امضاء المعني (ة)



07 جوان 2021



من رئيس المجلس الشعبي البلدي
ويتفويض منه
بامضاء سماتي لكل
عدت الإدارة الإقليمية



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة



مقرر رقم: 119 مؤرخ في: 2021/05/20

يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة،

- بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم : 12-363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل و يتمم المرسوم التنفيذي رقم 09 - 08 المؤرخ في : 04 جانفي 2009 و المتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه، وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادة 7 منه،

- وبموجب القرار رقم 357 المؤرخ في 15 جوان 2020، المعدل الملحق القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات التسجيل الوطني بعنوان السنة الجامعية 2015-2016 بجامعة تبسة، اختصاص جيوتقني.

- وبموجب المقرر رقم 069 المؤرخ في 2021/05/19 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر،

- وبعد الاطلاع على تقرير لجنة مناقشة مذكرة الماستر المؤرخ في

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: يُرخص للطلاب(ة) أمينة بوطالب، المولود (ة) بتاريخ 1997/06/18 بتبسة بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة بـ

Étude du comportement des remblais sur sol compressible

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب المعني بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمن نشره عبر فضاءات المؤسسة المادية والرقمية.

المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملف البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي.

حُرر ب تبسة، في: 2021/05/20

عن المدير، وبتفويض منه
مدير معهد المناجم
عربي زويير



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة



مقرر رقم 069 مؤرخ في : 2021/05/19

يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة.

- بموجب القرار الوزاري رقم 318 المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة.

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم : 12-363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل ويتم المرسوم التنفيذي رقم 09-08 المؤرخ في : 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة.

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه.

- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفايات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادتان 10 و11 منه.

- وبموجب القرار رقم 357 المؤرخ في 15 جوان 2020، المعدل للملحق القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات التسجيل الوطني بعنوان السنة الجامعية 2015-2016 بجامعة تبسة. اختصاص جيوتقني.

- وبعد الاطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في 2021/05/09.

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعيّن بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضرة من طرف الطالب (ة):

أمينة بوطالب، المولود (ة) بتاريخ 1997/06/18 بتبسة.

والموسومة ب

Étude du comportement des remblais sur sol compressible

والمسجلة بمعهد المناجم

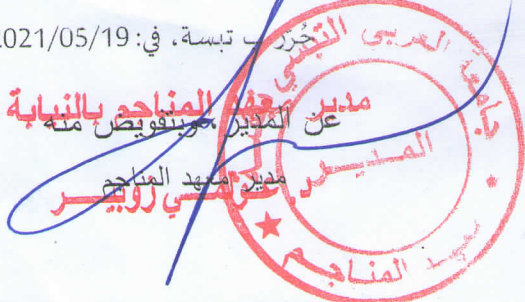
المادة 2: تتشكل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصفة
1	دنيا عمراني	أستاذة مساعدة -أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مؤطرة
2	فوزي مبروك	أستاذ مساعد -أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
3	سرحان براهمي	أستاذ مساعد -أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مناقشا

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يُسلم نسخة عنه إلى كل من الطالب المعني والمشرف على المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرر في الملف البيداغوجي للطالب المعني، وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي.

2021/05/19 في: تبسة.



Etude de comportement des remblais sur sols compressibles

'Amina Boutaleb'

Université de Larbi Tébessi-Tébessa.

Le courage et la persévérance ont un talisman magique devant lequel les difficultés

Disparaissent et les obstacles s'évaporent.

John Quincy Adams

Résumé

La construction des remblais sur sols compressibles pose beaucoup des problèmes tels que l'instabilité, la déformabilité et l'effort parasite sur les ouvrages voisins...etc. Ces problèmes sont liés aux propriétés des sols compressibles qui ont caractérisés par une faible perméabilité, la grande déformabilité et la faible résistance mécanique.

A cet effet, il est nécessaire d'assurer un bon comportement du remblai vis-à-vis de la stabilité et le tassement excessif. Une étude de cas d'un remblai pour un réseau ferroviaire renforcé par la technique de préchargement a été effectuée en utilisant le logiciel PLAXIS 2D comme un moyen d'étude numérique.

Le projet consiste à la réalisation la nouvelle ligne ferroviaire El Affroun – Tipaza.

Ce projet se situe entre les piémonts de l'Atlas Mitidjien au Sud et le littoral au Nord. Administrativement, le tracé traverse le territoire de la Wilaya de Tipaza, il commence de la gare El Affroun jusqu'au port centre de Cherchell.

L'étude a été effectuée en utilisant la technique de préchargement comme méthode de renforcement. Une étude paramétrique a été également effectuée afin de montrer l'effet des différents paramètres intervenant dans le calcul.

Mots de clé : Remblai, sols compressibles, voie ferrée, PLAXIS 2D, préchargement.

Abstract

The construction of embankments on compressible soils poses many problems such as instability, deformability and parasitic effort on neighboring structures... etc. These problems are related to the properties of compressible soils that have characterized low permeability, high deformability and low mechanical strength.

For this purpose, it is necessary to ensure a good behavior of the embankment vis-à-vis stability and excessive settlement. A case study of an embankment for a railway network reinforced by the preloading technique was carried out using PLAXIS 2D software as a means of digital study.

The project consists in the realization of the new railway line El Affroun – Tipaza.

This project is located between the foothills of the Atlas Mitidjien in the south and the coastline in the north. Administratively, the route crosses the territory of the Wilaya of Tipaza, it begins from the station El Affroun to the port center of Cherchell.

The study was carried out using the preloading technique as a reinforcement method. A parametric study was also carried out to show the effect of the different parameters involved in the calculation.

Keywords: Embankment, compressible floors, railway, PLAXIS 2D, preloading.

ملخص

يطرح بناء الردميات على التربة القابلة للانضغاط العديد من المشاكل مثل عدم الاستقرار والتشوه والجهد الناتج على الهياكل المجاورة ... إلخ. ترتبط هذه المشاكل بخصائص التربة القابلة للانضغاط التي تتميز بنفاذية منخفضة وقابلية عالية للتشوه وقوة ميكانيكية منخفضة.

لهذا الغرض ، من الضروري ضمان حسن سلوك السد تجاه الاستقرار والاستيطان المفرط. تم إجراء دراسة حالة لجسر لشبكة سكك حديدية معززة بتقنية التحميل المسبق باستخدام برنامج PLAXIS 2D كوسيلة للدراسة الرقمية. المشروع عبارة عن انجاز خط السكة الحديدية الجديد العفرون - تيبازة.

يقع هذا المشروع بين سفوح أطلس متيجة في الجنوب والساحل في الشمال. إدارياً ، يقطع الطريق أراضي ولاية تيبازة ، ويبدأ من محطة العفرون إلى مركز ميناء شرشال.

أجريت الدراسة باستخدام تقنية التحميل المسبق كطريقة تقوية. كما أجريت دراسة بارامترية لتوضيح تأثير العوامل المختلفة المتضمنة في الحساب.

الكلمات الرئيسية: الردميات ، أرضيات مضغوطة ، سكة حديدية ، PLAXIS 2D، تحميل مسبق.

Dédicace

A

Mes chers parents,

Mes Sœurs, Mes frères,

Mon Encadreur Madame, Dounia Amrani.

Tous ceux qui me sont chers.

Remerciement

Avant tout, Mes remerciements vont tout premièrement à Dieu de m'avoir donnée le courage et la bonne volonté pour réaliser ce Modeste travail.

Je voudrai exprimer mes sincères remerciements à mon encadreur, Madame Amrani donia, son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail, Merci.

*À mon cher père, Dieu vous a sauvé et fait de vous un atout et une fierté pour nous.
Rien ne peut suffire pour vous. Merci mon Père.*

A ma très chère maman, aucune expression ne pourra exprimer mes sentiments envers vous, que dieux vous garde pour nous maman. Merci Maman.

À ma très chères sœurs Ikram, salsabil, chourouk.

À mes chers frères Sliman, abdou

À ma chère famille jeda, mama Baya, 3ami Samir et Wacho.

Wafa mon ame soeur , ma soeur, juste une fille qui est devenue ma petite amie, puis un morceau de mon cœur, cette fille ne compense jamais.

À l'Epouse de l'oncle Hanen

À mes adorables petits neveux Rayen, Djoud.

Il m'est impossible de ne pas remercier mes amies Douja, Issam, Idriss ceux qui savent adoucissent la route.

Un merci spécial à mon amie Aymene pour m'avoir aidé dans ce travail.

Enfin, je remercie tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin.

Merci à tous.

Résumé	2
Abstract	3
ملخص	4
Dédicace	5
Remerciement	6
Liste de tableaux	10
Liste de Figures	11
Liste des notations	14
Introduction Générale	16
CHAPITRE I	18
I.1 Introduction.....	19
I.2. Généralités sur les sols compressibles	19
I.2.1. Définition des sols compressibles	20
I.2.2. Propriétés caractéristiques des sols compressibles.....	23
I.2.3. Définition des minéraux argileux	26
I.2.4. Classification des minéraux argileux.....	27
I.3. Comportements et caractéristiques des remblais sur sols compressibles	31
I.3.1. Stabilité.....	31
a) Poinçonnement du sol de fondation :	31
b) Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :	32
I.3.2. Tassement	33
I.3.3. Mouvements horizontaux	42
I.3.4. Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants	43
I.4. Conclusion	44
CHAPITRE II	45
II.1. Introduction	46
II.2. Première catégorie	46
II.2.1. Préchargement & drainage	46
II.3. Drains verticaux.....	53
II.3.1. Accélération de la consolidation par drains verticaux.....	53
II.3.1.1. Description et principe de fonctionnement	53
II.4. Le compactage dynamique (ou pilonnage).....	58
II.4.1. Description et principe de fonctionnement.....	58

II.4.2. Domaine d'application	59
II.5.Le renforcement des sols par inclusions rigides.....	61
II.5.1. Description et principe de fonctionnement.....	61
II.5.2. Principe de fonctionnement d'un réseau d'inclusions	63
II.5.3. Domaine d'application	63
II.6.Vibrocompactage (ou vibroflottation).....	Error! Bookmark not defined.
II.6.1. Description et principe de fonctionnement.....	64
II.6.2. Domaine d'application	65
II.7.Colonnes ballastées	66
II.7.1. Description et principe de fonctionnement.....	66
II.7.2. Domaines d'application.....	70
II.8.Deuxième catégorie	70
II.8.1. Inclusions par mélange d'un liant avec le sol	70
II.9.Troisième catégorie	75
II.9.1. Les géosynthétiques.....	75
II.9.1.1.5. Contrôle anti-érosion	79
II.10.Choix des techniques de construction	83
<u>II.5. Conclusion</u>	83
CHAPITRE III.....	86
III. 1.Introduction	85
III. 2.Nature et situation de projet :	85
III. 3. Caractéristique du site	86
III. 3.1.Géologie locale.....	86
III. 4.Formations géologiques traversées par le tracé	88
III. 5.Géomorphologie.....	88
III. 5.1.Plaines	88
III. 5.1.5.Hydrogéologie.....	90
III. 6.Contraintes géologiques	93
III. 6.1.Inondation	93
III. 6.2.Les zones à sol compressibles.....	93
III. 6.3.Risques majeurs Aléa sismique.....	93
III. 1. Identification géotechnique	95
III. 7.1. Essais in situ.....	96
III. 7.2.Les essais de laboratoire :	105
III. 7.3.Teneur en eau W % [NF P94- 050].....	108
III. 7.4.La Masse Volumique des sols fins.....	109

III. 5.2. Matériel utilisé	114
III. 7.6 Essais œdométrique :	117
III. 8. Conclusion :	125
CHAPITRE VI	126
VI.1. Introduction	127
VI.2. Définition et réalisation de préchargement	127
VI.2.1. Définitions :	127
VI.2.2. Analyses de Tassement	128
VI.3. Modélisation	138
VI.3.1. Méthode des éléments finis	138
VI.3.2. Type de modèle	139
VI.3.3. Discrétisation en 2D	140
VI.4. Partie pratique	140
VI.4.1. Saisie des données	141
VI.4.2. Le maillage	144
VI.4.3. Conditions initiales	145
VI.4.4. Calcul des résultats	146
VI.5. Conclusion	147
Conclusion Générale	148
Bibliographies	149
ANNEXES	152

Liste de tableaux

Tableau 1: Types des drains et méthodes d'installation.	55
Tableau 2: Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes.	69
Tableau 3: Fonctions principales assurées par les géosynthétiques élémentaires.....	79
Tableau 4 : Rôle et application des géosynthétiques	82
Tableau 5 : les normes Afnor	106
Tableau 6: les résultats d'analyse granulométrique	107
Tableau 7: les résultats de teneur en eau moyenne.....	109
Tableau 8: résultats de degré de saturation.....	113
Tableau 09: variation de C et Φ en fonction de la teneur en eau.	117
Tableau 10: Programme des essais œdométriques.....	120

Liste de Figures

Figure 1 : Les argiles.	21
Figure 2 : Les tourbes	22
Figure 3 : Les limons.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 4 : Les marnes.	23
Figure 5 : Courbe de compressibilité œdométrique (essais de chargement par paliers). ...	24
Figure 6 : Courbe de fluage œdométrique.	25
Figure 7 : Structure d'une couche octaédrique.	27
Figure 8 : Structure Particulare de l'illite.	28
Figure 9 : Structure Particulare de la Kaolinite.	28
Figure 10 : Structure Particulare de la Montmorillonite.	29
Figure 11 : Structure d'une vermiculite.	30
Figure 12 : Structure des chlorites.	30
Figure 13 : Mécanismes de rupture des remblais sur sols compressibles	31
Figure 14 : Rupture par poinçonnement.	32
Figure 15 : Rupture rotationnel sans fissuration.	33
Figure 16 : Composantes du tassement.	34
Figure 17 : Modèle rhéologique de la consolidation.	36
Figure 18 : Tassement uniformes.	37
Figure 19 : Tassement différentiel.	37
Figure 20 : Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants.	43

Figure 21 :Principe du préchargement pour le contrôle des tassements (Magnan J.P.& pilot, G.1988).	47
Figure 22 : Technique de pré-chargeement.	48
Figure 23 : Le pré-chargeement par étapes.	49
Figure 24 : L'inondation.....	49
Figure 25 : Consolidation atmosphérique.	50
Figure 26 : Mise en œuvre de la consolidation atmosphérique	51
Figure 27 : Chargement par rabattement de nappe.....	51
Figure 28 : Procédé de chargement par rabattement de nappe	52
Figure 29 : Drains verticaux sous remblai.....	53
Figure 30 : Maillage des drains verticaux.....	54
Figure 31 : Exécution par la méthode du tube fermé.....	56
Figure 32 : Exécution à l'aide d'une tarière continue à âme pleine	57
Figure 33 : Phases de mise en place des drains de carton	57
Figure 34 : Quelques formes de sabots utilisés pour le fonçage des drains préfabriqués ..	58
Figure 35 : Réalisation du compactage selon un maillage bien défini (documents de Ménard sol traitement®).	59
Figure 36 : Chantier de compactage dynamique (aéroport de Nice-France).....	60
Figure 37 : Schéma du réseau d'inclusions.	61

Figure 38 : Sols médiocres chargés.	62
Figure 39 : Inclusion arrêtée dans le sol médiocre.	62
Figure 40 : Inclusion arrêtée dans le sol résistant.....	63
Figure 41 : Domaines d'application.....	64
Figure 42 :Étapes du vibrocompactage des sables et graviers (Document Keller).	65
Figure 43 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut	67
<i>Figure 44</i> : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début).	67
Figure 45 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début).	68
Figure 46 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin).	68
Figure 47 : Chantier de traitement d'un sol à la chaux.	72
Figure 48 : Chantier de traitement du sol au ciment.....	73
Figure 49 :Fibre plastique	75
Figure 50 : Le drainage.	76
Figure 51 : Fonction de filtration	76
Figure 52 : Fonction de séparation	77
Figure 53 : Fonction de protection	78
Figure 54 : Fonction de renforcement	78
Figure 55 : Fonction anti-érosion	79

Figure 56 : Situation géographique de la zone d'étude (superposition de la carte MNT avec l'assemblage des carte topographiques 1/200 000 d'Alger et de Médéa).....	86
Figure 57 : Différents ensembles morphologiques traversés par le tracé entre El Affroun et Cherchell.....	90
Figure 58 : Fonctionnement des nappes de la Mitidja (M. EngalencGéohydraulique 1971	92
Figure 59 : Tracé projeté de la nouvelle ligne El Affroun-Tipaza sur la carte hydrogéologique de Blida 1/200 000.....	92
Figure 60 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA, 2008).....	94
Figure 61 : Échantillon de sondage de pk 23+050 à profondeur 0-6.5 m	95
Figure 62 : Échantillon de sondage de pk 23+050 à profondeur 6.5-11 m	95
Figure 63 : Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique	97
Figure 64 : Exemple d'un résultat d'essai au pénétromètre dynamique.....	98
Figure 65 : Courbe de pénétromètre dynamique.	100
Figure 66 : Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard	101
Figure 67 : la variation de volume en fonction de la profondeur	102
Figure 68 : Courbe de module pressiométrique en fonction de la profondeur	104
Figure 69 : série des tamis	106
Figure 70 : courbe de l'analyse granulométrique	108
Figure 71 : La masse volumique apparente	111
Figure 72 : protocole d'essai de la masse volumique absolue.....	112
Figure 73 : Appareille de cisaillement rectiligne ou à la boîte de cassagnarde.....	114
Figure 74 :schéma de la boîte de cisaillement	115

Figure 75: Les résultats d'essai de résistance au cisaillement à la boîte.....	116
Figure 76: résultats d'essai 01 PK23+050 PR(3.1-3.5)m de résistance au cisaillement ..	116
Figure 77: résultats d'essai 02 PK23+050 PR(3.6-3.8)m de résistance au cisaillement ..	116
Figure 78: L'odomètre.....	118
Figure 79: Mode opératoire de l'essai œdométrique.....	120
Figure 80: Courbe de la contrainte effective en fonction de l'indice des vides d'après la méthode de Schmertmann (1955) pour la profondeur 3,10 - 3,50 m.	122
Figure 81: Courbe de la contrainte effective en fonction de l'indice des vides d'après la méthode de Schmertmann (1955) pour la profondeur 03.60 - 03.80m	123
Figure 82: Courbe de la contrainte effective en fonction de l'indice des vides d'après la méthode de Schmertmann (1955) pour la profondeur 07.30 • 07.70m	124
<hr/>	
Figure 83: Principe du préchargement pour le contrôle des tassements	127
Figure 84: Courbe œdométrique.....	129
Figure 85 : Charge uniforme rectangulaire.[14]	131
Figure 86 : Remblai semi infini (forme trapézoïdale). [14].....	131
Figure 87: caractéristiques géométriques prise dans le calcul.....	132
Figure 88: répartitions de la contrainte.....	132
Figure 89: Direction de la contrainte dans la zone centrale	133
Figure 90: Mécaniques des Sols Avancés	137
Figure 91: Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique	139
Figure 92: Paramètres générales sur le logiciel Plaxis	141
Figure 93: Profil en travers sur plaxis	142
Figure 94: Paramètres des couches saisis sur Plaxis	143
Figure 95: Paramètres du remblai.....	144
Figure 96: Maillage du problème	144
Figure 97: Contraintes totales.....	145
Figure 98: calculations dynamique	146
Figure 99: Déformée sur plaxis.....	147

Liste des notations

PK	point kilométrique
CPV	contrôleur pression-volume
E	Module pressiométrique.
Pf	Pression de fluage, pression à laquelle le terrain ne se comporte plus d'une manière élastique
Pl	Pression limite, pression qui correspond à la rupture du terrain celui n'admet plus d'augmentation de pression.
N	est le coefficient de Poisson
Ep	le module de déformation pressiométrique du terrain. à une pression radiale P
R	Rayon
M	Rigidité du terrain
G	le module de cisaillement du terrain
N60	Les valeurs N ont été révisées pour un niveau d'énergie de 60%, à l'égard d'un niveau d'énergie de terrain de 45%.
P	la pression
V	volume
PI	indice de plasticité
Cu	la résistance au cisaillement sans drainage
C	la cohésion
Ø	l'angle de frottement interne
Mv	le coefficient de compression volumétrique Sc Tassement de consolidation
q	Pression additionnelle sur le sol compressible
H	Epaisseur du sol compressible
Mv	Coefficient de réaction volumétrique du sol compressible
μ	Coefficient de Skempton et Bjerrum
Tc	Facteur de temps sans unité lié à la durée de construction
Tv	Facteur de temps sans unité
cv	Coefficient de consolidation
tc	Durée de construction tv Durée
Hd	Longueur du drainage

- St** La quantité de tassement de consolidation liée à la durée de construction des travaux
- Sc** La quantité de tassement de consolidation

Introduction Générale

Le développement de la population et les besoins des infrastructures a conduit à la réalisation de travaux d'aménagement du territoire sur des sols présentant de mauvaises caractéristiques géotechniques

En effet, la construction de remblais sur des sols compressibles pose certains problèmes tels que l'instabilité, la déformabilité et les contraintes parasites sur les structures voisines...etc.

Ces problèmes sont liés aux propriétés des sols compressibles caractérisées par la faible perméabilité, la grande déformabilité et une faible résistance mécanique.

A cet effet, il est nécessaire d'assurer un bon comportement du remblai en ce qui concerne la stabilité et le tassement excessif.

Différentes techniques sont utilisées pour le renforcement des sols compressibles telles que la préchargement, les drains verticaux, les traitements chimiques, les géosynthétiques. Lorsqu'on veut construire un remblai sur un sol compressible. Dans de nombreux cas, l'utilisation de la technique de préchargement permet d'obtenir des résultats satisfaisants qui peut augmenter la capacité portante, améliorer les performances de déplacement et réduire le coût

L'objectif de ce travail est d'améliorer nos connaissances sur les problèmes des remblais sur des sols compressibles dont ceux de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire (al-Affroun -Tipaza).

Ce travail de recherche est composé de quatre chapitres les deux premiers chapitres sont consacrés à l'étude bibliographique sur le comportement des remblais sur les sols compressibles ainsi que les méthodes d'amélioration et stabilisation des sols par contre les deux derniers chapitres sont consacrés au tâtonnement du cas d'étude en commençant par la géologie de la zone étudiée, passant par le calcul de tassement jusqu'à la modélisation numérique par plaxis 2D.

Cette thèse a été organisée comme suit :

- Le premier chapitre, est consacré aux comportements des remblais sur sols compressible.

- Le deuxième chapitre, présente les différentes techniques de renforcement et de stabilisation des sols compressibles.
- Le troisième chapitre, présente l'étude de cas (la géologie, les essais réalisés au cours du projet, les calculs et les résultats obtenues).
- Dans le dernier chapitre, une étude paramétrique a été également effectuée sur le modèle de remblai, a pour but de voir et comparer la valeur de tassement obtenue par le calcul analytique et numérique.

CHAPITRE I

COMPORTEMENTS DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES

I.1.Introduction

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

La construction des remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages. Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai.

Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois. Il existe différentes méthodes de renforcement des remblais sur sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées.

I.2.Généralités sur les sols compressibles

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale, une proportion de leur application suivant le type de sol considéré sont généralement de formation récente, inaptes à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai.

Les sols compressibles sont caractérisés par :

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

en quelques années. Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques.

On peut les diviser en cinq catégories :

- Les vases et argiles molles ;
- Les tourbes ;
- Les sols de sebkha ;
- Les limons ;
- Les marnes. [1]

I.2.1 Définition des sols compressibles

On désigne donc par « sol compressible » ou « sol mou » des sols qui présentent les Particularités suivantes :

- Une forte déformabilité ;
- Une faible perméabilité ;
- Une résistance faible.

I.2.1.1 Les argiles

Le mot argile a deux définitions dans le jargon géologique. *La première* définit l'argile comme étant une particule dont la dimension est inférieure à 2 micromètres et ce quel que soit sa nature minéralogique. Pour *la deuxième*, c'est un minéral (plus exactement une famille de minéraux) de la famille des silicates plus précisément des phyllosilicates (silicates en feuillets). Il est généralement issu de l'altération par l'eau des autres silicates. C'est pour cette raison qu'on les trouve systématiquement dans les sols et les formations superficielles.

On les trouve aussi très fréquemment dans les roches sédimentaires. Mélangée à un autre minéral comme la calcite, elle formera la marne. Si l'argile est seule présente on désignera la roche sous le nom d'argilite. Souvent les deux définitions se rejoignent.

La présence des argiles en proportion donnée dans des sols meubles peut avoir des conséquences très graves. Les coulées boueuses se déclenchent souvent dans les dépôts de

versants gorgés d'eau. La capacité de gonfler en présence d'eau et rétrécir en période de sécheresse nuit à la stabilité des constructions. [2]



Figure 1 : Les argiles. [2]

I.2.1.1 1. Les tourbes

La tourbe se définit comme le produit de la fossilisation de débris végétaux par des microorganismes (bactéries, anthropoïdes, champignons, microfaune) dans des milieux humides et pauvres en oxygène que l'on appelle tourbière sur un intervalle de temps compris entre 1 000 et 7 000 ans. Si la tourbe est soumise à des conditions particulières de pression et de température causées par son enfouissement, elle se transforme, au bout d'une période de l'ordre du million d'années, en charbon. Il existe plusieurs types de la tourbe à savoir :

❖ **La tourbe blonde** : qui provient de la transformation des sphaignes. Elle est riche en fibre de cellulose et en carbone. Sa texture est fibrique. Ses autres traits essentiels sont sa faible densité, sa forte teneur en eau et sa pauvre teneur en cendre minérale car elle est souvent jeune (2 000 ans).

❖ **La tourbe brune** : qui provient de la transformation de débris végétaux ligneux (arbres) et d'éricacées. Elle est composée de fibres mélangées à des éléments plus fins, provenant d'une dégradation plus poussée des végétaux, lui donnant une texture mésique. Elle est plus âgée (5 000 ans) que la précédente.

❖ **La tourbe noire** : qui provient de la transformation des cypéracées. Elle est riche en particules minérales et organiques fines. Sa texture est saphique, c'est-à-dire que la tourbe est plastique et moins fibreuse. Visuellement, la tourbe noire se distingue facilement de la tourbe blonde par sa couleur foncée. [3]



Figure 2 : Les tourbes [3]

I.2.1.3 Les limons

Un limon est une formation sédimentaire constituée de silt, de loëss et de l'OEM possèdent un squelette siliceux à silico-calcaire à grains fins dont la taille des grains est intermédiaire entre les argiles et les sables (entre environ 2 et 50 micromètres), la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. [3]



Figure 3 : Les limons. [3]

I.2.1.4 Les marnes

La marne c'est une roche sédimentaire contenant du carbonate de calcium (CaCO_3) et de l'argile. Il est défini comme étant un matériau de transition entre le calcaire et l'argile ; c'est une roche carbonatée contenant de 30 à 70% d'argile. Ainsi, elle tient de la fraction carbonatée une structure plus au moins résistante et de la fraction argileuse

En pratique, en génie civil, le nom marne peut-être attribuer pour toutes roches carbonatées contenant de 10 à 90 % d'argile. [3]



Figure 3 : Les marnes. [3]

I.2.2. Propriétés caractéristiques des sols compressibles

Les sols compressibles (tourbes, vases, argiles molles, limons argileux ou lâches) ont en commun trois caractéristiques :

- Une déformabilité élevée, fonction de la charge appliquée et du temps ;
- Une faible perméabilité, qui varie avec les déformations du sol ;
- Une résistance limitée, qui croît en général avec la profondeur.

La déformabilité est étudiée à l'œdomètre (essais de chargement par paliers, essais de fluage) et décrite par une relation semi-logarithmique entre l'indice des vides et la contrainte effective verticale (**Figure5**).

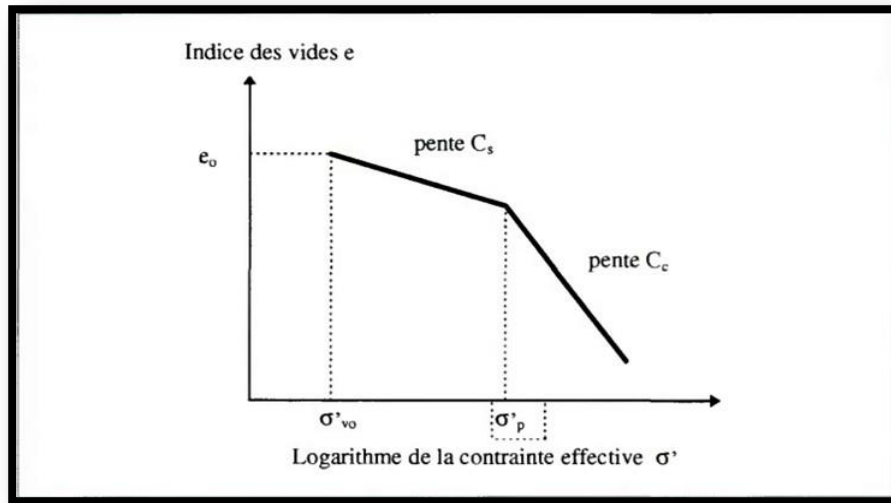


Figure 4 : Courbe de compressibilité œdométrique (essais de chargement par paliers). [4]

$$e = e_0 - C_s \left(\log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) - C_c \log \dots \dots \dots (1)$$

Où :

$$e = e_0 - C_s \log \frac{(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma)}{\sigma'_{v0}} \dots \dots \dots (2)$$

Suivant que la contrainte effective finale σ'_{vf} est supérieure ou inférieure à la pression de pré-consolidation σ'_p .

L'essai de fluage permet d'estimer la partie de la déformation qui dépend du temps (Figure 5) :

$$\Delta e = -C_{ae} \Delta \log t \dots \dots \dots (3)$$

- ✓ La perméabilité est le plus souvent déterminée à l'œdomètre. Elle varie avec la déformation selon une loi de la forme :

$$\Delta e = C_k \Delta \log k \dots \dots \dots (4)$$

- ✓ La perméabilité et la compressibilité contrôlent conjointement l'évolution du tassement au cours du temps (consolidation), par l'intermédiaire du coefficient de consolidation C_v , lui-même variable au cours de la consolidation ; [4]

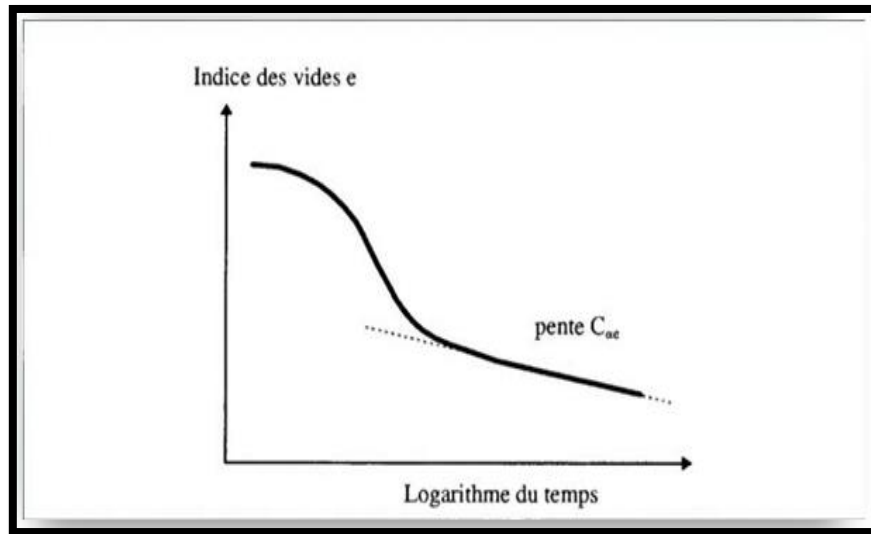


Figure 5 : Courbe de fluage œdométrique. [4]

La résistance est mesurée au scissomètre de chantier, qui fournit la résistance initiale du sol en conditions non drainées (chargement rapide). Cette résistance augmente avec les contraintes effectives. Sa loi de variation est déterminée à l'appareil triaxial dans des essais de type « consolidé-non drainé » CU :

$$\Delta c_u = \lambda c_u \Delta \sigma \dots \dots \dots (5)$$

Le tableau 1 donne des ordres de grandeur de ces propriétés, il n'existe pas de limites précises de la catégorie des sols compressibles. Les techniques décrites dans ce guide s'appliquent en général quand les tassements estimés dépassent quelques dizaines de centimètres, pour des sols de cohésion non drainée inférieure à 50 kPa, environ.

Les sols organiques et tourbeux posent des problèmes spécifiques de prélèvement et d'amplitudes de déformations qui nécessitent une attention particulière. [4]

Tableau 1 : Propriétés caractéristique des sols compressible. [4]

Propriétés	Tourbes	Sols Organiques	Vases	Argiles Molles
Teneur en eau w (%)	200-1000	100-200	60-150	30-100
Indice des vides e	3 à 10	2 à 3	1.5 à 3	1.2 à 2
Porosité n	0.75 à 0.9	0.7 à 0.8	0.6 à 0.75	0.55 à 0.7
Compressibilité $c_c / (1 + e_0)$	0.4 à 0.8	0.2 à 0.35	0.25 à 0.4	0.15 à 0.3
Indice de fluage c_{oe}	0.02cc	0.03 à 0.05cc		
Coefficient de perméabilité k (m/s)	10^{-10} à 10^{-9}	10^{-6} à 10^{-9}	10^{-6} à 10^{-9}	10^{-9} à 10^{-11}
Coefficient de consolidation c_v (m^2/s)	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-6} à 10^{-9}
Cohésion non drainée c_u (kpa)	10-50	10-50	10-50	10-50
Taux de variation de $C_u : \lambda_{cu} = \Delta C_u / \Delta \sigma'$	0,5	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3
Masse volumique sèche ρ_d (t/m^3)	0,1 à 0,5	0,5 à 1	0,7 à 1,5	1 à 1,6
Masse volumique des particules ρ_s (t/m^3)	1,4 à 2	2 à 2,6	2,4 à 2,7	2,6 à 2,7

I.2.3. Définition des minéraux argileux

Les minéraux argileux appartiennent à la famille des phyllosilicates. Leur structure est un empilement de couches tétraédriques et octaédriques qui forme les feuilletts. Les tétraèdres sont liés les uns aux autres par des atomes d'oxygène. Ils forment ainsi un réseau planaire d'hexagones d'atomes d'oxygène. Les octaèdres sont liés par un côté. L'agencement des couches permet de distinguer trois principaux types de minéraux :

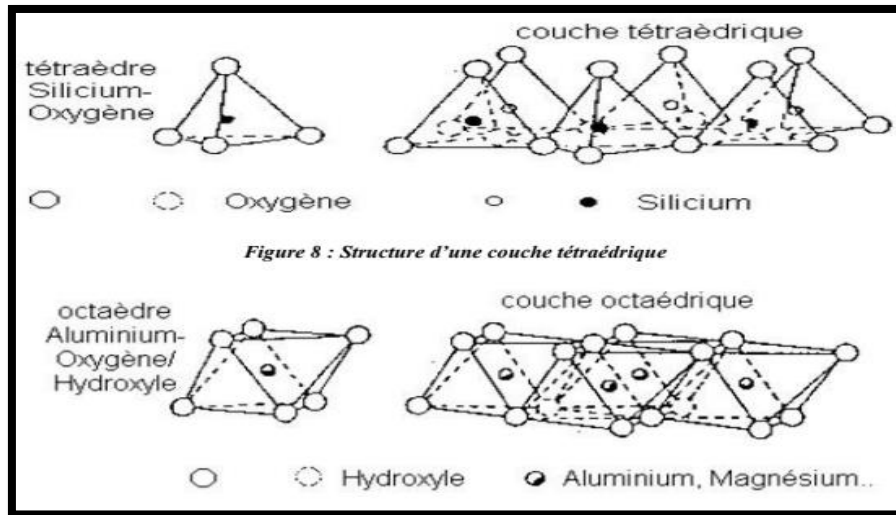


Figure 6 : Structure d'une couche octaédrique. [2]

- ✓ **Type 1** : 1 ou T-O (1 couche octaédrique et 1 couche tétraédrique) équidistance voisine de 7Å,
- ✓ **Type 2** : 1 ou T-O-T (1 couche octaédrique entre 2 couches tétraédriques) équidistance variable entre 9 et 15 Å, suivant le remplissage ou non de l'espace inter foliaire,
- ✓ **Type 3** : 1 ou T-O-T-O est similaire au type précédent mais l'espace inter foliaire est occupé par une couche d'octaèdres. L'équidistance caractéristique est alors de 14 Å environ.[5]

I.2.4 Classification des minéraux argileux

La classification des minéraux argileux les plus fréquents est :

a) L'illite

Les illites appartiennent à la famille des phyllosilicates. Le feuillet élémentaire est composé d'une couche octaédrique d'aluminium comprise entre deux couches tétraédriques de silicium. Dans les couches tétraédriques de silicium un ion Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé dans l'espace inter foliaire par des ions potassium K^{+} qui assurent des liaisons fortes entre les feuillets (**Figure 7**). Cette liaison est suffisante pour empêcher l'eau de s'insérer à l'inter-couche et l'illite n'est pas donc une

argile très gonflante. Les illites sont des particules de dimensions plus petites que la kaolinite de diamètre équivalent moyen de $0,3 \mu\text{m}$, et d'une épaisseur de 100\AA . [6]

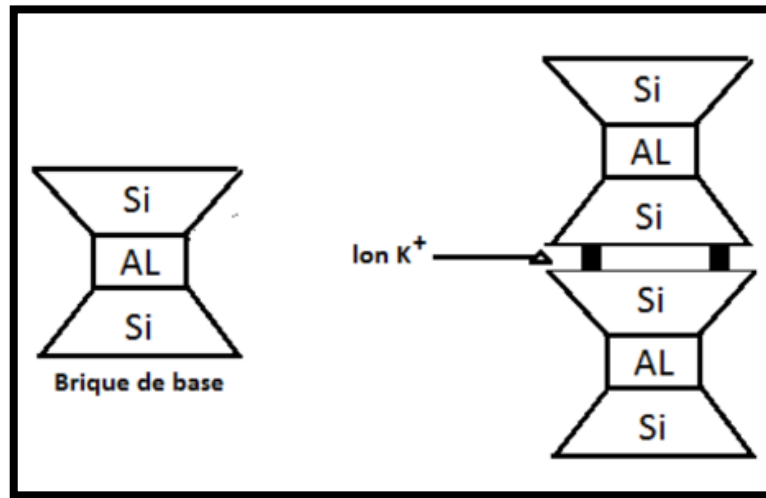


Figure 7 : Structure Particulaire de l'illite. [2]

b) La kaolinite

Dans la kaolinite les couches d'octaèdres et les couches de tétraèdres sont parallèles, et s'intercalent de telle façon que les atomes supérieurs et inférieurs de chacune des couches appartiennent à un même plan. L'espacement de base entre les ions d'oxygène dans l'unité tétraédrique et les ions hydroxyles dans l'unité octaédrique est presque identique, ainsi le feuillet l'épaisseur du feuillet élémentaire est d'environ 7\AA mais les dimensions dans les deux autres directions sont infinies Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau [6] (Figure 9).

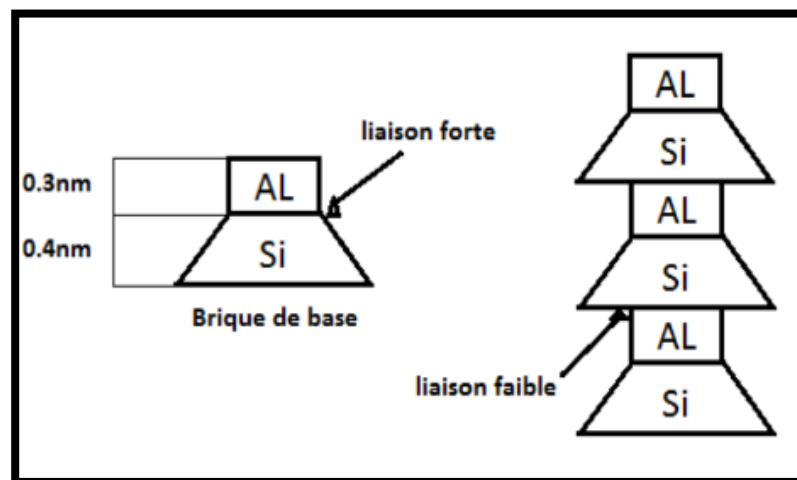


Figure 8 : Structure Particulaire de la Kaolinite. [2]

c) La montmorillonite

Ce sont des argiles du même type que le mica (une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques), mais les liaisons entre feuillets sont plus faibles.

Les substitutions iso morphiques sont principalement localisées en couches octaédriques.

Les montmorillonites possèdent ainsi des propriétés de gonflement qui se produisent surtout en présence d'eau et peuvent provoquer la dissociation complète des feuillets.

Elle se caractérise par l'existence entre deux feuillets d'un certain nombre de couches d'eau contenant des cations échangeables (libres) généralement des cations sodiques et calciques, ce qui entraîne un écartement des feuillets variables suivant les conditions du milieu. Dans la montmorillonite, il y a un remplacement partiel de l'aluminium des octaèdres par du magnésium (presque un sur six), le déficit de charge est composé par des cations généralement Na^+ ou Ca^{++} situés entre les feuillets et qui sont échangeables. Les montmorillonites sont des minéraux où les liaisons entre les feuillets ont affaiblies, si bien que de l'eau se glisse entre ces feuillets en quantité variable. C'est ce qui explique que les montmorillonites sont sujettes au gonflement. [6]

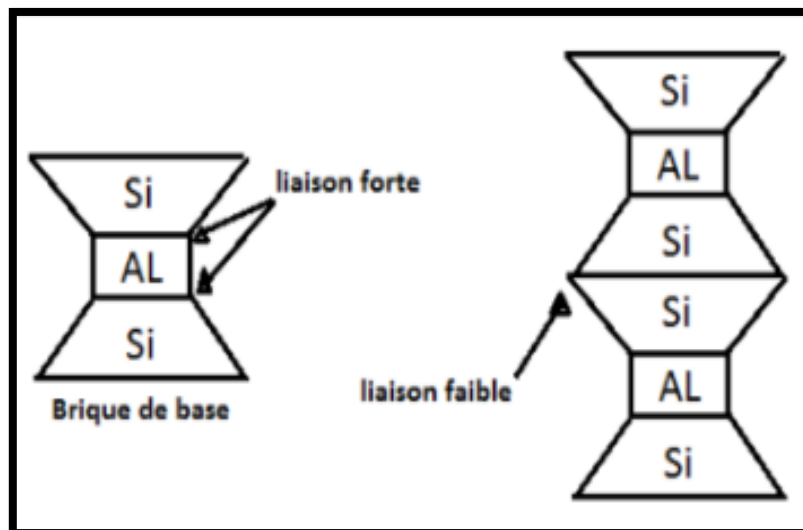


Figure 9 : Structure Particulière de la Montmorillonite. [2]

d) Les vermiculites

Les vermiculites appartiennent à la famille des phyllosilicates. Elles constituent une famille proche de celle des smectites, mais elles sont caractérisées par un déficit de charge plus important. Elles sont majoritairement tris octaédriques. Le déficit de charge est essentiellement

dû aux substitutions tétraédriques et la compensation est assurée dans l'espace inter foliaire par des cations (Mg^{2+} principalement) et des couches d'eau (**Figure 10**). [7].

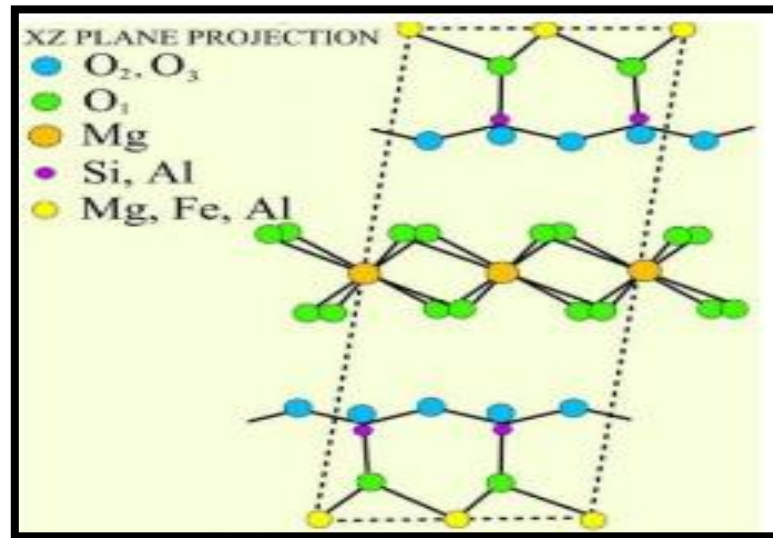


Figure 10 : Structure d'une vermiculite. [7]

e) Les chlorites

Les chlorites appartiennent à la famille des phyllosilicates. Il est nécessaire de citer les chlorites du fait que leurs propriétés se rapprochent de celles des argiles et que ce minéral peut être présent en quantité non négligeable dans les sols. Leur structure est cependant plus complexe, et se compose d'un feuillet entre lequel s'insère un feuillet de bruite [7] (**Figure 12**).

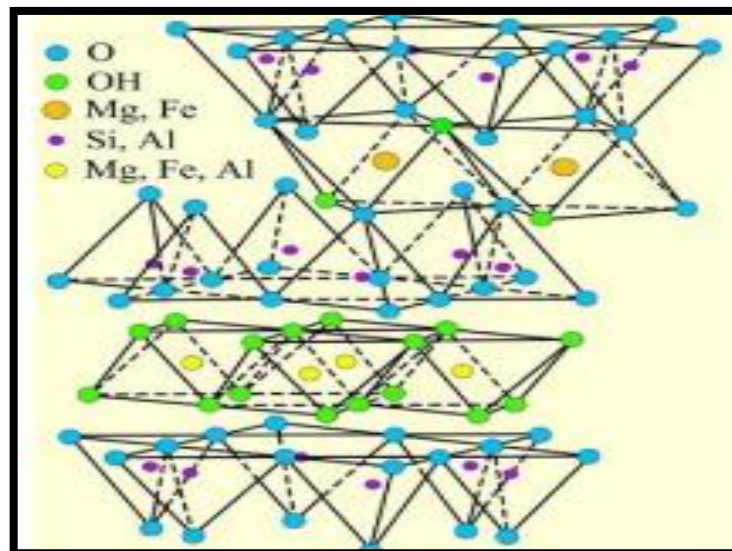


Figure 11 : Structure des chlorites. [7]

I.3. Comportements et caractéristiques des remblais sur sols compressibles

- Leur stabilité n'est pas automatiquement assurée ;
- Ils subissent des tassements importants et de longue durée, qui rendent par fois problématique leur maintien à niveau avec les points durs ;
- Leur construction perturbe les ouvrages avoisinants (frottement négatif et efforts horizontaux sur les fondations profondes, tassements différentiels des remblais et fondations superficielles, efforts supplémentaires sur les soutènements).

La maîtrise de ces phénomènes est l'objectif principal des reconnaissances géotechniques, des calculs de dimensionnement et des procédures de construction spécifiques aux remblais sur sols compressible. [8]

I.3.1 Stabilité

I.3.2 Stabilité des remblais

Les remblais sur sols compressibles connaissent deux formes d'instabilités (**Figure 12**)

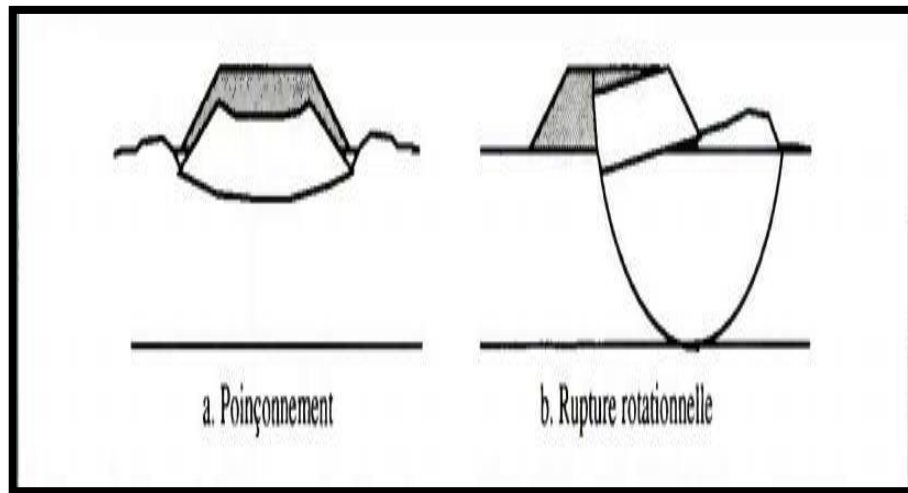


Figure 12 : Mécanismes de rupture des remblais sur sols compressibles. [4]

a) Poinçonnement du sol de fondation :

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus. [8] (**Figure 14**)

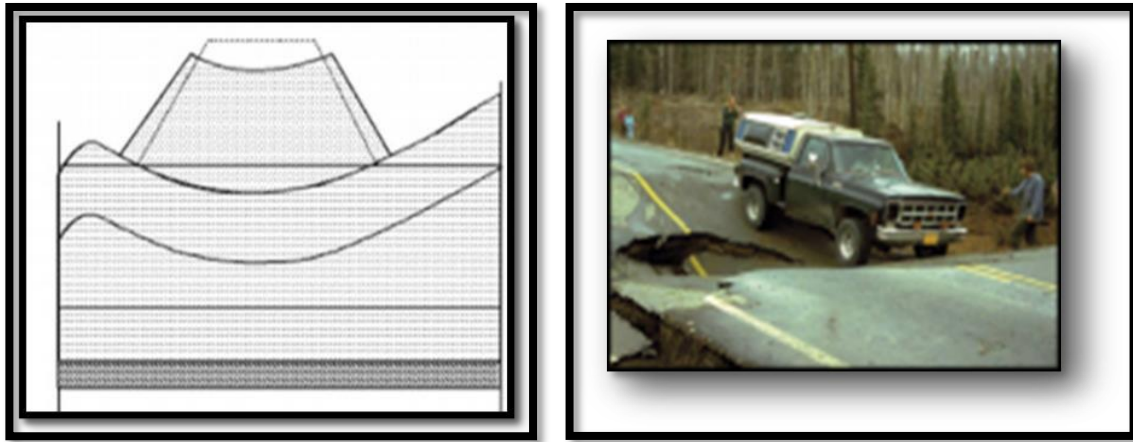


Figure 13 : Rupture par poinçonnement. [8]

Des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou sur compressibles. (L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre).

Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles.

b) Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas. La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur). La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important.

Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire. [9]

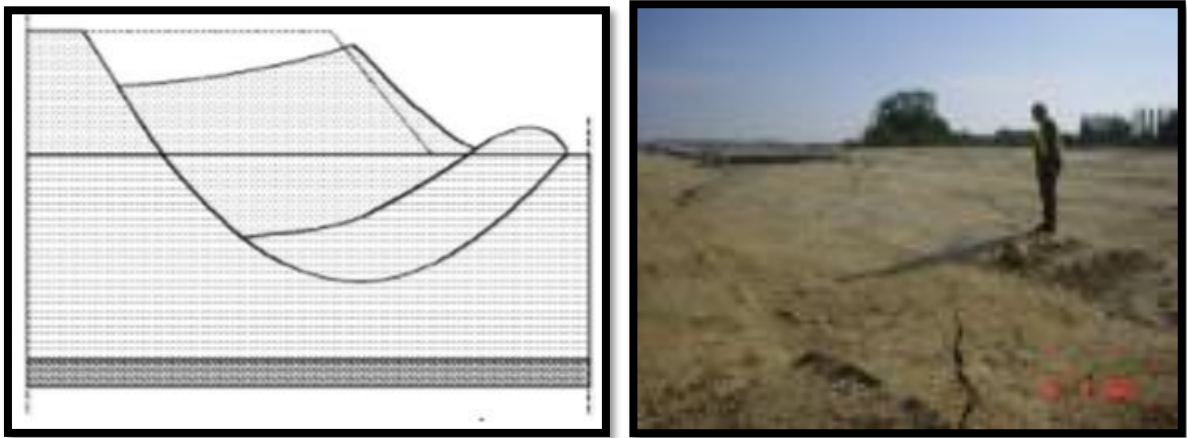


Figure 14 : Rupture rotationnelle sans fissuration. [9]

I.3.2 Tassement

Le tassement est le déplacement en surface résultant de la déformation dans les différentes couches du sol. Le tassement est dû à la compressibilité du sol, c'est-à-dire au fait qu'il peut diminuer de volume. La compressibilité du sol résulte de :

- La compression de l'air qui remplit des vides. L'eau est supposée incompressible, provoquera un tassement instantané ;
- L'évacuation de l'eau contenue dans les vides. C'est la consolidation primaire, elle produit le tassement le plus important : le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsé (le sol est supposé saturé) ;
- La compression des squelettes solides. C'est la consolidation secondaire, elle correspond au tassement des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit. Il se produit un fluage dû au déplacement des couches adsorbées [10].

I.3.2.1 Composantes du tassement

Le tassement total d'un sol se décompose en tassement immédiat, tassement de consolidation primaire et tassement de consolidation secondaire.

$$S_t = S_i + S_p + S_s \dots \dots \dots (6)$$

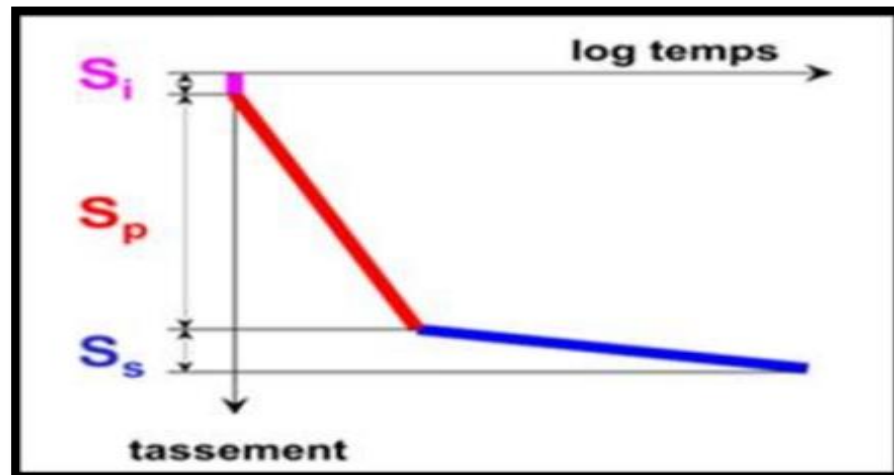


Figure 15 : Composantes du tassement. [10]

D'où :

S_t : tassement total ;

S_i : tassement immédiat ;

S_p : tassement de consolidation primaire ;

S_s : tassement de consolidation secondaire.

Le tassement immédiat est indépendant du temps, par contre le tassement primaire et secondaire sont en fonction du temps.

Le tassement de consolidation se produit dans les sols fins à faible perméabilité. Le tassement secondaire se produit à contrainte effective constante, on le définit alors comme un phénomène de fluage du sol.

a) Tassement instantané :

Le tassement instantané se produit avant toute évacuation de l'eau interstitielle. Il est prépondérant pour des sols non saturés et les sols grenus. Il correspond à la déformation "élastique" du squelette solide du sol sous l'action de surcharges : la surcharge est transmise aux grains qui se déforment "instantanément". L'expression de ce tassement est donc basée sur le comportement élastique parfait du sol ; elle dérive de l'évaluation de la déformation d'une colonne sous une charge axiale q .

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I \dots \dots \dots (7)$$

q : pression de chargement sur la surface libre du milieu ;

B : largeur (ou diamètre) de la semelle ;

E : module d'Young du matériau mesuré pendant un essai de compression simple ou triaxial non drainé ;

μ : coefficient de Poisson (0,5 si la déformation se fait à volume constant, comme c'est le cas pour les argiles saturées) ;

I : coefficient d'influence dépendant de la surface chargée, du point à l'aplomb duquel on se situe et de la flexibilité de la semelle.

b) Tassement de consolidation primaire :

La consolidation primaire correspond au départ d'eau du sol sous l'action de surcharges. On utilise souvent l'analogie mécanique suivante pour représenter le phénomène : le sol est schématisé par un cylindre rempli d'eau et muni d'un piston et d'un ressort. Le ressort symbolise le squelette du sol et l'eau du cylindre, l'eau interstitielle.

Si on applique une surcharge au piston (sol), dans un premier temps le piston ne bouge pas, la surcharge est reprise par l'eau ; la pression de l'eau augmente (on peut s'en rendre compte en mesurant la pression de l'eau dans le sol). S'il y a un drainage (schématisé par un petit trou dans le piston) l'eau peut s'écouler et la pression de l'eau dans le cylindre va progressivement se dissiper, le piston s'enfonce.

Parallèlement au départ d'eau le ressort (squelette du sol) va donc reprendre la surcharge, ce qui a pour effet de le déformer. Quand la pression de l'eau redevient la pression initiale (nulle en surface), le ressort a repris entièrement la surcharge et s'est déformé d'une valeur fonction de sa raideur. La dimension du trou dans le piston symbolise la perméabilité du terrain. Plus le trou sera important (forte perméabilité) ; plus la consolidation ne s'effectuera rapidement

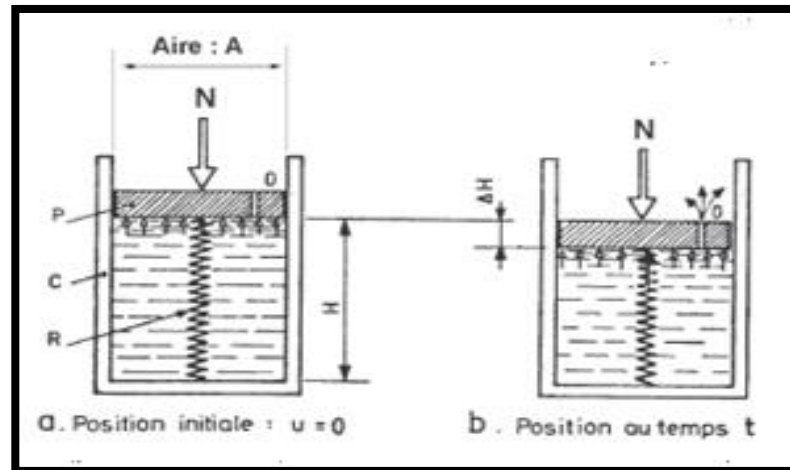


Figure 16: Modèle rhéologique de la consolidation. [10]

I.3.2.2 Les différents types de tassement :

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement. [11]

a) Tassements uniformes :

Les tassements uniformément repartis affectent peu la structure, les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels les conduites d'eau et les passages souterrains. [11]

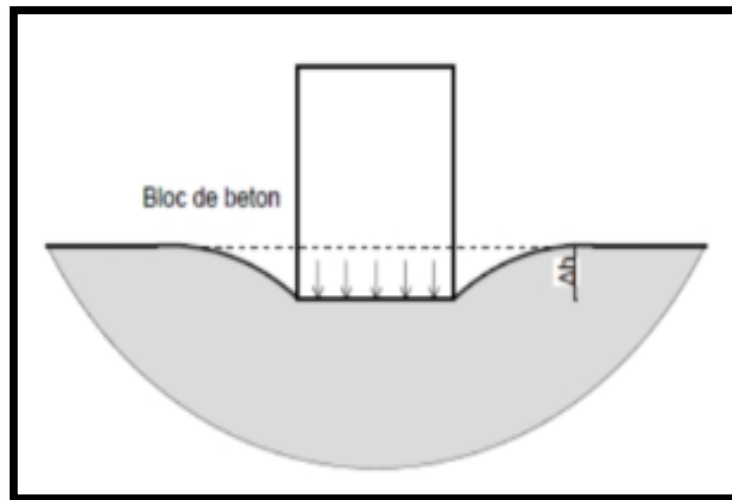


Figure 17 : Tassement uniformes. [11]

b) Tassements différentiels :

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable. Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important. [11]

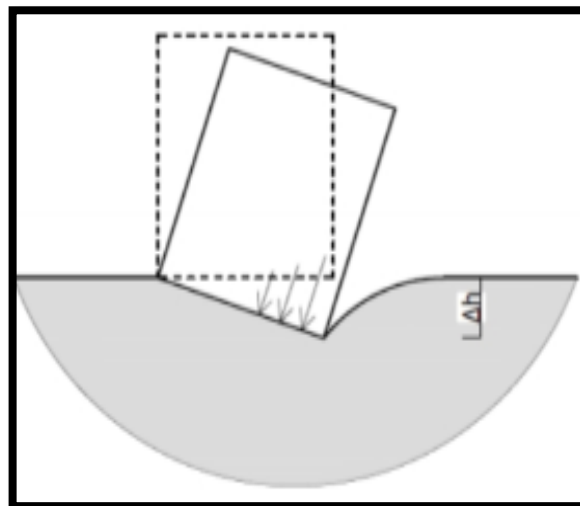


Figure 18 : Tassement différentiel. [11]

I.3.2.3 Les tassements suivant le type de sol

a) Tassement des sols grenus

Dans les sols à gros grains (sable et gravier), la majorité de leurs propriétés est associée à leur granulométrie, l'importance des tassements de ces sols dépendent de l'arrangement et de la grosseur des particules. [12]

Les sols ayant un indice des vides plus petit sont a priori moins compressibles que ceux dont l'indice des vides plus élevé, puisque leur volume potentiel de vides à réduire est moindre. Comme la stabilité des sols à gros grains est assurée par la friction et l'enchevêtrement des particules, de forte vibration causée par des séismes ou par l'activité humaine (dynamitage, enfoncement des pieux...) peuvent y entraîner des tassements. [12]

Quelle qu'en soit la source, les tassements surviennent très vite dans les sols à gros grains. Comme il s'agit des sols à perméabilité importante, l'eau quitte rapidement les vides sous la poussée des particules solides. Les tassements dans ces sols ont donc lieu essentiellement pendant des travaux de construction : ce sont des tassements immédiats. Il n'y aura pas de tassement supplémentaire à moins qu'un phénomène naturel ou artificiel n'entraîne une nouvelle augmentation des contraintes. [12]

b) Tassement des sols fins

Les sols fins présentent une faible perméabilité, par conséquent l'évacuation des pressions interstitielles est un processus très lent, qui peut s'étendre sur une durée importante et l'évacuation permet au terrain de se déformer. Ainsi, les tassements dans les argiles peu perméables peuvent se poursuivre pendant des mois, voire des années, après l'application des charges [12].

I.3.2.4 Tassement par retrait-gonflement

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable produit des déformations de la surface des sols (tassement différentiel). Il peut être suivi de phénomène de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales ou plus rarement de phénomène de fluage avec ramollissement.

La nature du sol est un élément prépondérant : les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume non

négligeables la présence d'arbre et d'arbustes au voisinage de construction constitue un facteur aggravant en raison de l'absorption de l'eau du sol par les racines.

Une sécheresse durable, ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires en eau, sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes. [12]

Tassement admissible

L'amplitude des tassements absolus n'est en générale pas préjudiciable aux structures elles-mêmes, mais elle provoque des désagréments voir des problèmes aux éléments de jonction entre les bâtiments notamment pour les canalisations (d'eau, de gaz, des égouts). Les tassements d'ensemble peuvent parfois être importants sans provoquer des dégâts majeurs. Les tassements différentiels et absolus sont considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénients par la structure, leur valeur dépend donc de la raideur de l'ouvrage de son matériau de construction. [14]

2.1.1. Cause des tassements :

- ✓ La dessiccation des couches superficielles ;
- ✓ L'affouillement du sol de fondation consécutif à la rupture de réseaux enterrés ;
- ✓ L'apport de liquides dans les zones au voisinage immédiat du bâtiment agit également sur l'assise des fondations, le sol devient saturé et perd une grande partie de sa résistance mécanique : la reprise des charges n'est plus uniforme et entraîne des tassements différentiels ;
- ✓ *Fondation inadaptée* : le rapport inadéquat entre la pression exercée sur le sol d'assise et la portance du terrain est une cause fréquente de tassement .la présence de sols compressibles ou sous-consolidés est également une cause de graves désordres. Les tassements ne sont pas immédiats et s'opèrent lentement sous l'effet de la descente de charge du bâtiment .la stabilisation des tassements peut prendre de nombreuses années, voire des décennies, pour les sols organiques compressible ;
- ✓ *Remblais* : les terrains remaniés ou rapportés perdent leur capacité portante ; les tassements différentiels qui en résultent peuvent causer des désordres importants à moyen ou à long terme ;

- ✓ De nombreuses autres causes peuvent entrainer des désordres aux bâtiments tels que les éboulements et glissements de terrain, la modification des niveaux hydriques dus par exemples à la réalisation d'ouvrage voisins, de drains, de rabattement de nappe etc. ..., la combinaison de modes de fondation différents, cas d'un bâtiment sur sous-sol et d'un agrandissement sur vide sanitaire ;
- ✓ La surcharge de remblais à la limite d'une construction, cas d'un rez-de-chaussée surélevé où l'on crée un talus pour porter une terrasse ;
- ✓ Les vibrations produites par le trafic routier ou par des machines ;
- ✓ L'hétérogénéité du niveau de consolidation des différentes couches sols constituant l'assise d'un même bâtiment ; [13]

I.3.2.5 Principe de calcul des tassements

Dans le tassement total Δh_t d'un système de couches compressibles saturé, chargé soit directement par un remblai, soit indirectement par un rabattement de la nappe, on a l'habitude de dissocier quatre termes [15] :

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h_c + \Delta h_s + \Delta h_f \dots\dots\dots(8)$$

Où :

Δh_i : tassement immédiat, se produisant avant tout drainage et lié à la compressibilité du sol, la compressibilité de l'eau étant négligeable.

Δh_c : tassement de consolidation primaire à déformation latéral nulle, lié au drainage du système multicouche pendant la consolidation.

Δh_s : tassement secondaire à déformation latéral nulle correspondant à un fluage du squelette après dissipation de la surpression interstitielle.

Δh_f : tassement provoqué par les déplacements latéraux du sol.

a) Tassements immédiats

Ce tassement dépend de la surcharge ($\Delta\sigma$), de l'épaisseur du sol compressible (H), d'un facteur de géométrie du milieu I et du module de déformation(E) déterminé dans un triaxial non drainé, ce tassement s'effectuant avant que tout drainage ait eu le temps de se faire.

Il peut représenter une part non négligeable du tassement total .et s'exprime par :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta \sigma \cdot H}{E} I \dots \dots \dots (9)$$

b) Tassement de consolidation primaire :

Le tassement de consolidation primaire succède au tassement immédiat, il est supposé se faire à déformation latérale nulle, et se poursuit jusqu'à dissipation totale de l'excès de pression interstitielle, créée par la surcharge.

Le calcul de ce tassement et son évolution dans le temps se fait à partir de la théorie de la consolidation de TERZAGHI.

Il représente en règle générale, la plus grande partie du tassement total. On retiendra que le tassement total de consolidation primaire pour une couche d'épaisseur (**H**) où règne une contrainte effective initiale (σ'_0) surchargé uniformément de ($\Delta\sigma'$), est donné par la relation

$$\Delta h_c = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \dots \dots (10)$$

Où : **C_c** est l'indice de compression et **e₀** l'indice des vides initiale

c) Tassement secondaire :

Ce tassement intervient après qu'ait cessé tout excès de pression interstitielle c'est à dire à la fin du tassement primaire.

Ce tassement est d'autant plus important que le sol est plus organique.

Différente méthode de calcul permet d'approcher la valeur de ce tassement secondaire à partir des résultats d'essai œdométrique.

Cependant, on rappellera que le phénomène de la compression secondaire ne peut pas être dissocié en fait de celui de la consolidation primaire,

Et que leur importance relative dépend du sol étudié et de sa puissance on retiendra que dans les couches épaisses où la consolidation primaire est importante on a généralement tendance à négliger la compression secondaire. [15]

d) Tassement dus aux déplacements latéraux :

Dans le cas où la charge n'est pas répartie uniformément et dans celui où le terrain n'est pas confiné latéralement, il se produit des produits des déplacements latéraux qui entraînent un tassement supplémentaire s'il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode simple pour calculer ce tassement.

Ces notions ont été rappelées pour mettre en évidence le danger qu'il y a à détacher les résultats fournis par Progress du contexte général, et non pour prétendre en quelques lignes faire le tour de la question.

De nombreux ouvrages existent sur le sujet, parmi les plus récents on citera le numéro spécial du bulletin des laboratoires des ponts et chaussée de Mai 1973, relatif aux remblais sur sols compressibles qui fournit à cette date, une bonne synthèse des développements théoriques et des conclusions pratiques sur le sujet. [15]

I.3.26 Influence de tassement sur la structure

La stabilité de la fondation est importante pour l'intégrité du fond du réservoir. Un tassement excessif est irrégulier peut entraîner des défaillances du fond par excès de contraintes mécaniques. Le tassement génère également la formation de gouttières pouvant entraîner une corrosion localisée. Il est important d'analyser les mesures de tassement du réservoir et de surveiller étroitement. Les conditions internes et externes. Lors du premier examen d'un fond neuf ou dont une grande partie a été remplacée, l'état du fond à étudier pour détecter les anomalies.

Le tassement uniforme du sol n'est normalement pas dangereux car il apparaît progressivement et augmente uniformément à la fois ; cependant il peut se former un creux dans l'assise autour de la robe du réservoir dans lequel l'eau s'accumule et peut provoquer une corrosion de la bordure annulaire ainsi que des tôles du fond.

Les tassements non uniformes sous la robe représentent un risque plus important pour la zone périphérique du fond. Ces conditions sont défavorables pour la jonction robe/fond et il convient de surveiller les problèmes de tassement local non uniforme sous la robe. Le défaut peut être corrigé en relevant localement le réservoir aux points bas ou, dans les cas graves, en soulevant le réservoir et en remettant les fondations à niveau. [16]

2.2. Mouvements horizontaux

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques.

Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants [16]

I.3.4. Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants

Principalement lors de la construction des remblais, les sols compressibles peuvent subir des déplacements horizontaux. Ces mouvements sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants.

Le tassement du sol peut induire un frottement négatif sur les pieux, tant des constructions avoisinantes que celle d'un ouvrage construit sur ce remblai.

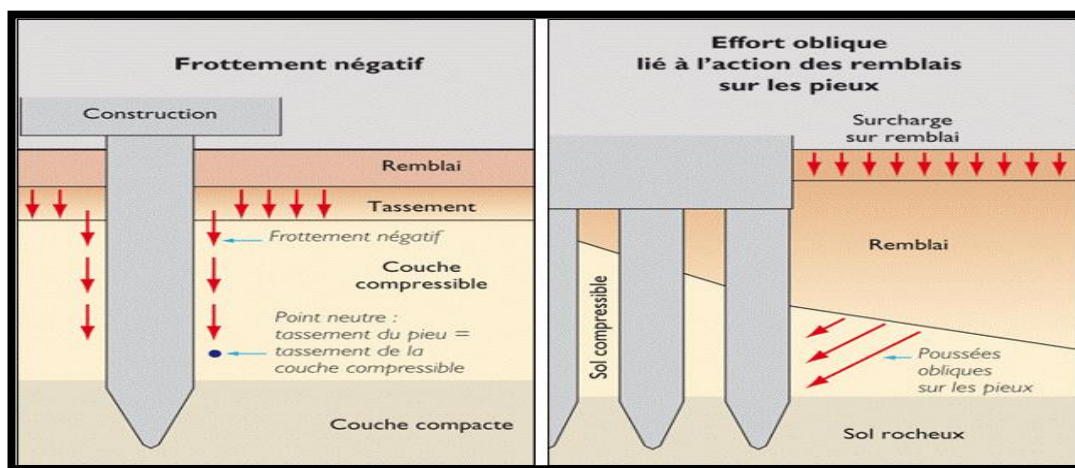


Figure 19 : Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants. [17]

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas). D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux.

Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance.

Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas. Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles)

Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai. En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin. [17]

I.4 Conclusion

Les sols compressibles sont caractérisés par une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation, une grande compressibilité et un comportement différé sous chargement dans le temps. Toute construction de remblai sur ce type de sols pose généralement deux types de problèmes liés à la stabilité et aux tassements.

CHAPITRE II

LES METHODES DE RENFORCEMENT ET DE STABILISATION DES SOLS COMPRESSIBLES

II.1. Introduction

Lorsque la construction d'un ouvrage est décidée sur un terrain constitué d'un sol dit à problèmes, en vue d'éviter la solution onéreuse et classique de fondation profonde, il faut recourir à une opération d'amélioration de sol. Cette dernière, des points de vue coût et délai d'exécution, devra être avantageuse par rapport à toute autre solution de fondation envisageable.

Lorsqu'une technique d'amélioration est décidée, une vérification s'impose, au préalable, de la faisabilité de son exécution dans les conditions géotechniques du projet visé et de la quantification des performances prédictées pour le sol amélioré. Cela implique la réalisation de plots d'essais sur une plateforme limitrophe à l'emplacement de l'ouvrage, ce qui pourrait amener de compléter la campagne géotechnique déjà faite. Il y a lieu, donc, de comparer entre les propriétés du sol initial avant et après l'opération d'amélioration, qui s'accompagne de certaines performances qui conduiront à de nouvelles propriétés et caractéristiques du sol initial. Les résultats de ces essais servent également à la validation des méthodes de calcul adoptées lors du dimensionnement spécifique à la technique d'amélioration exécutée. [18]

Ce chapitre présente un panorama des techniques courantes d'amélioration des sols en place des points de vue applicabilité et avantages, exécution, dimensionnement.

Les techniques ici présentées sont : *le pré-chargement associé à des drains verticaux, la consolidation sous vide, le renforcement par colonnes, les inclusions rigides* y compris les micropieux et le clouage.

II.1. Première catégorie

II.2.1 Préchargement & drainage

Le pré-chargement est une technique qui peut être utilisée avec succès pour densifier les sols cohésifs mous à très mous.

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Il consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement.

Le préchargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. 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 que les sols fins et surtout

argileux. Préchargement, en essayant d'obtenir par avance une partie au moins des déformations de fluage

II.2.1.1 Description et principe de fonctionnement

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 :

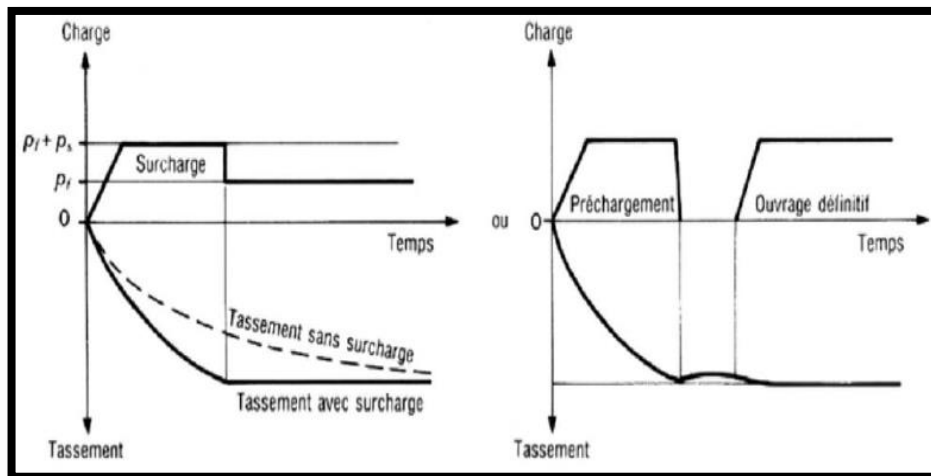


Figure 20: Principe du préchargement pour le contrôle des tassements (Magnan J.P. & pilot, G.1988). [18]

- 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. [18]

II.2.1.2 Domaine d'application

Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (où) relativement compressible le préchargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme [19].

II.2.1.3 Technique de mise en œuvre

Pratiquement, trois techniques sont utilisées pour appliquer au sol :

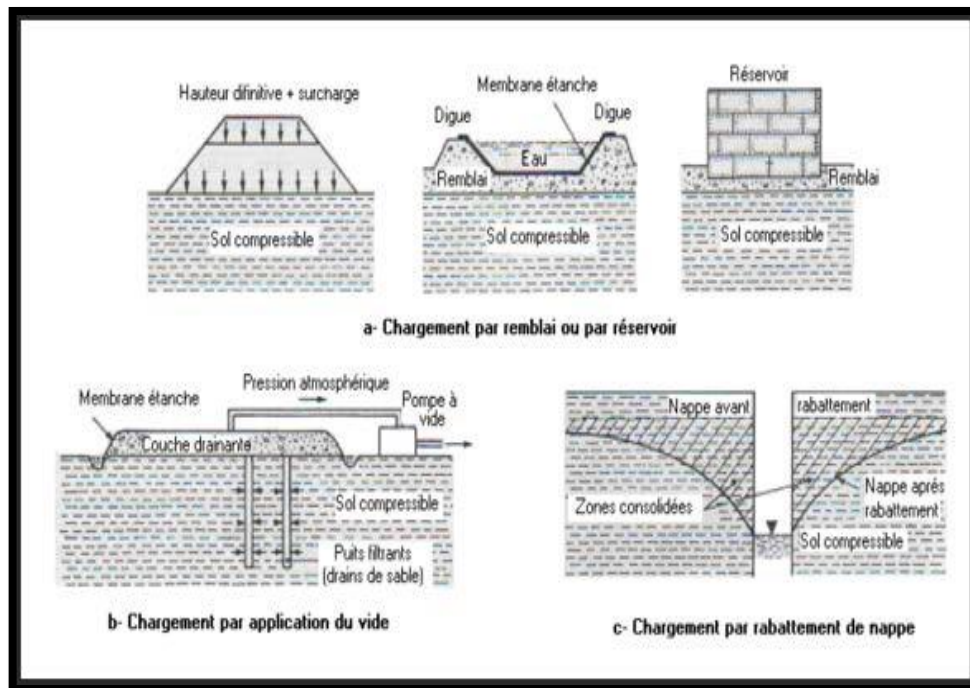


Figure 21 : Technique de pré-chargement. [6]

a. Chargement par remblai ou par réservoir

❖ Surcharge en terre

La plus courante consiste à édifier sur le site un remblai (charge constante ou charge mobile) correspondant à la future charge de l'ouvrage. On augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de *la couche compressible* et en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur.

Sur des sols très peu perméables, on peut associer le pré-chargement à un réseau de *drains verticaux* afin de faciliter l'évacuation de l'eau, avec un repère préalablement fixé. On mesure régulièrement le tassement du sol et lorsqu'il a atteint une valeur considérée acceptable, puis on décharge le remblai, et exécuter la construction des fondations superficielles. [7]

Remarque : En général, si la hauteur du mauvais terrain dépasse 5 mètres, on prévoit après le chargement un système de fondation en *radier* car il reste des risques de tassement différentiels.

- **Le pré-chargement par étapes**

Lorsqu'il s'agit d'édifier des remblais de grande hauteur (>6m) sur une argile molle très compressible le chargement doit être fait par étapes pour éviter de provoquer la rupture par poinçonnement du sol.

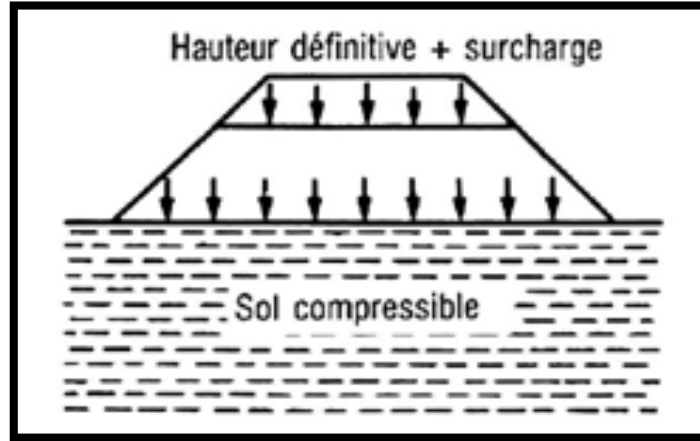


Figure 22 : Le pré-chargement par étapes. [5]

❖ L'inondation

Une digue en terre est édiflée autour de la zone à surcharger et le bassin ainsi créé est étanché par une membrane souple (élastomère ou plastique armé) puis rempli d'eau. Ce système nécessite une hauteur d'eau *deux* fois supérieure à la hauteur de remblai qui aurait été nécessaire, c'est pourquoi cette méthode est intéressante que si l'eau est gratuite et a faible distance (eau de mer par exemple)

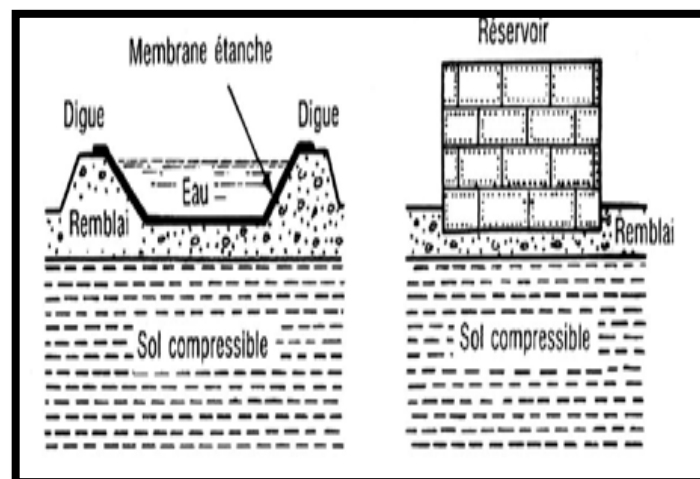


Figure 23 : L'inondation.

b. Chargement par application du vide

❖ Consolidation atmosphérique

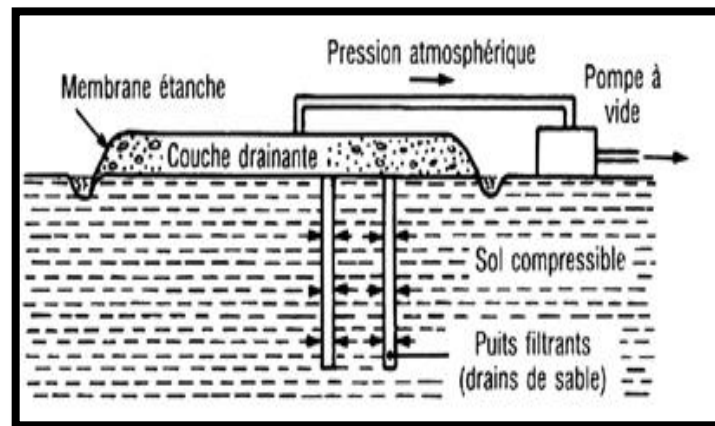


Figure 24 : Consolidation atmosphérique. [5]

Elle consiste à mettre en place dans le sol à consolider, un réseau de drainage et de pompage sous vide vertical et horizontal. Le système est recouvert d'une membrane étanche, et entouré de tranchées de confinement périphériques dans lesquelles est ancrée la membrane étanche. Ces tranchées servent également à maintenir la saturation du sol à consolider.

Ce pré-chargement par la pression atmosphérique crée une consolidation isotrope accélérée du *sol compressible*, qui élimine ou réduit la nécessité de mise en place de remblais de pré-chargement temporaires pendant des durées importantes.

- **Mise en œuvre**

Un système de pompage est installé de manière à créer une dépression sous la membrane étanche, ce qui permet d'appliquer sur le sol une contrainte due à la pression atmosphérique (la contrainte appliquée atteint généralement 60 à 80 kPa suivant le rendement global du système - équivalent à la mise en place d'environ 3 à 4 m de sable).

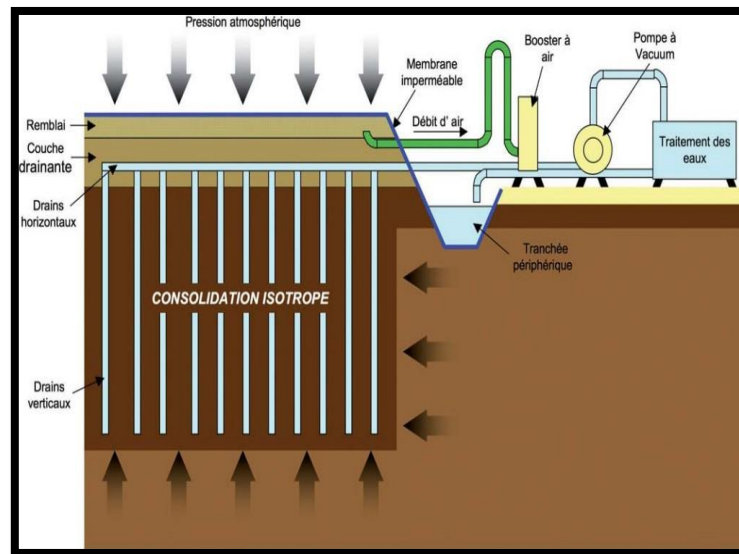


Figure 25 : Mise en œuvre de la consolidation atmosphérique

c. Chargement par rabattement de nappe

Au sens du spécialiste, un rabattement selon les règles de l'art assure trois conditions :

- Non entraînement des fines,
- Fond de fouille sec,
- Fond et talus stables.

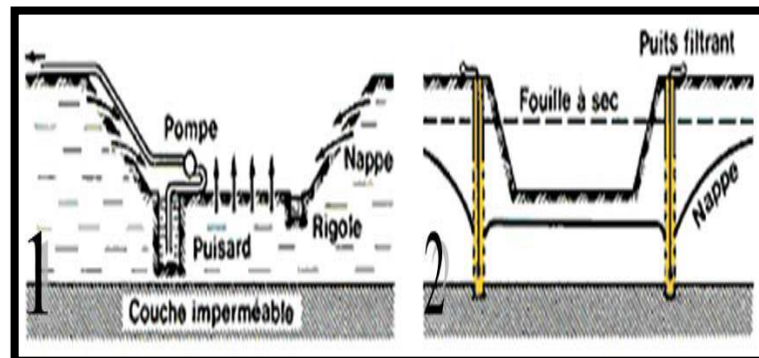


Figure 26: Chargement par rabattement de nappe.

1 : Une première façon consiste à utiliser une pompe de surface aspirant l'eau arrivant dans un puisard soit dans le coin d'une fouille ouverte, soit en fond de fouille blindée. Dans ce cas, les limites sont très vite atteintes : l'eau entraîne les fines du terrain, talus et/ou fond de fouille sont instables.

2 : Le pompage dans une nappe entraîne un abaissement de sa surface libre et une modification du champ d'écoulement : on opère un rabattement de nappe. C'est un procédé de construction simple et économique.



Figure 27: Procédé de chargement par rabattement de nappe

Ce procédé, simple, concerne les sols ayant une faible cohésion et des fortes teneurs en eau.

Le drainage de ces terrains va permettre une accélération du tassement naturel du sol par son propre poids.

Si l'on veut obtenir des résultats satisfaisants aux moindres frais, il faut que le procédé de drainage tienne compte à la fois de la perméabilité du sol mais aussi de la profondeur de la fouille sous le niveau piézométrique.

II.3 Drains verticaux

Le drainage vertical est une technique complémentaire des techniques de préchargements. Il permet une consolidation plus rapide du sol.

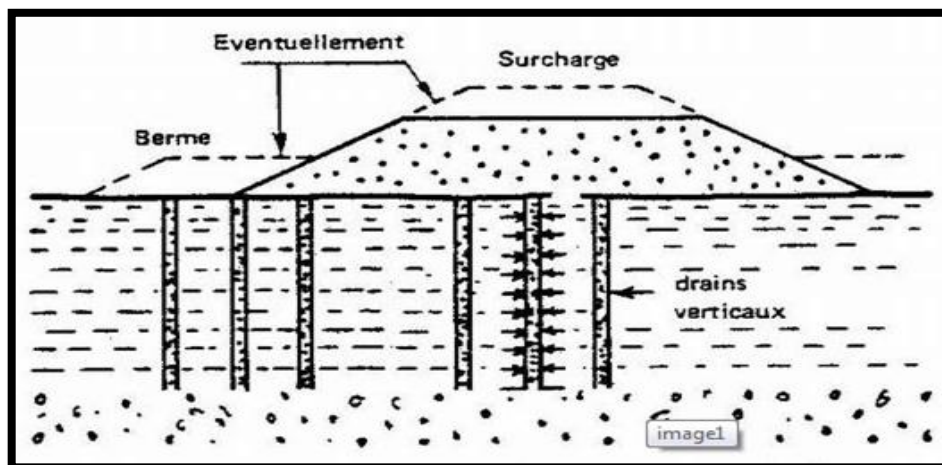


Figure 28: Drains verticaux sous remblai.

II.3.1 Accélération de la consolidation par drains verticaux

II.3.1.1 Description et principe de fonctionnement

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

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en place un maillage régulier (maille triangulaire ou carrée) des drains verticaux. [20].

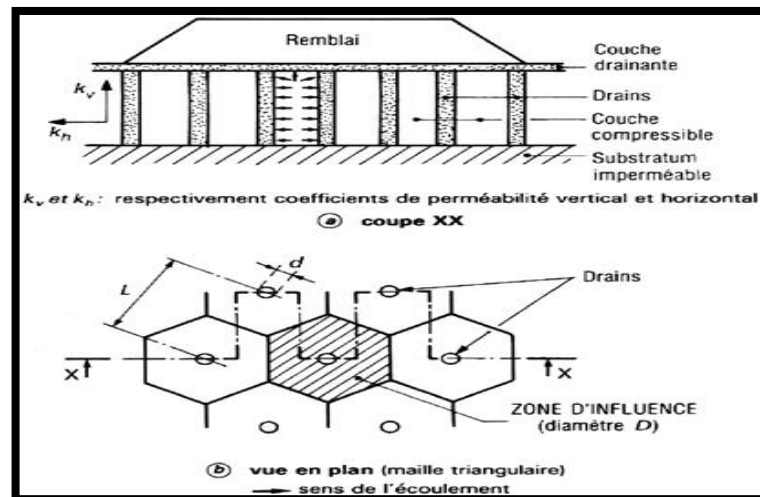


Figure 29 : Maillage des drains verticaux.

II.3.1.2 But des drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés dans le but de :

1. Stabiliser les sols de fondation de faible résistance *très compressible* ;
2. Diminution des tassements ;
3. Augmenter considérablement la vitesse de consolidation des sols ;
4. Augmenter la résistance ou cisaillement du sol ;
5. Réduire le chemin de drainage. [20].

II. 3.1.3. Types des drains verticaux

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

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

Nous présentons dans le (tableau 1) les différents types des drains et leurs méthodes d'installations [20].

Tableau 1:Types des drains et méthodes d'installation. [20]

Type de drain	Méthodes d'installation	Diamètre du drain (m)	Espacement Type (m)	Longueur maximale (m)
Drain de sable	Enfoncement (vibration ou non) de mandrain (déplacement type)	0,15-0,6	1-5	≤30
Drain de sable	Enfoncement (vibration ou non) de manarain (déplacement faible)	0,3-0,5	2-5	≤35
Drain de sable	Jet (pas de déplacement)	0,2-0,3	2-5	≤30
Drain de sable préfabriqués	Enfoncement (vibration ou non) de mandrain :forage (peu déplacement)	0,06-0,15	1,2-4	≤30
Drain préfabriqués	Enfoncement (vibration ou non) de mandrain (déplacement faible à normale	0,05-0,1(Diamètre équivalent)	1 ,2-3,5≤	≤60

II.3.1.3.1 Les Drains de sable

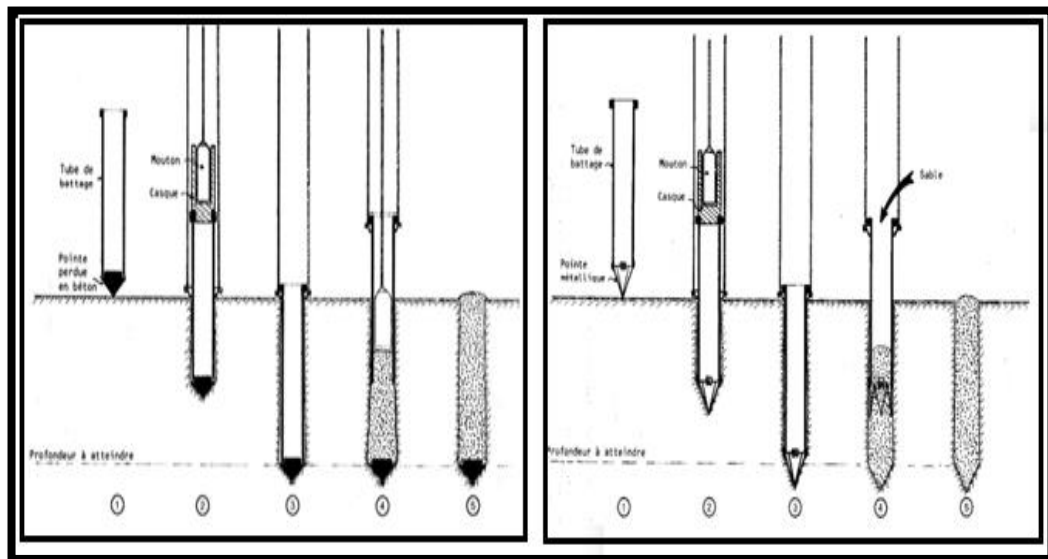
II.3.1.3.1.1 Procédés d'exécution

Il existe plusieurs procédés d'exécution des drains de sable. On se limitera à l'illustration de quatre méthodes d'exécution qui ont été suffisamment pratiqués dans divers projets, il s'agit des méthodes :

- Du tube fermé à pointe perdu (Fig 31.a.);
- Du tube fermé à pointe récupérable (Fig.31.b.);
- Du tube fermé battu avec un mandrin intérieur (Fig.31.c.);
- De la tarière continue à âme pleine (Fig. 31).

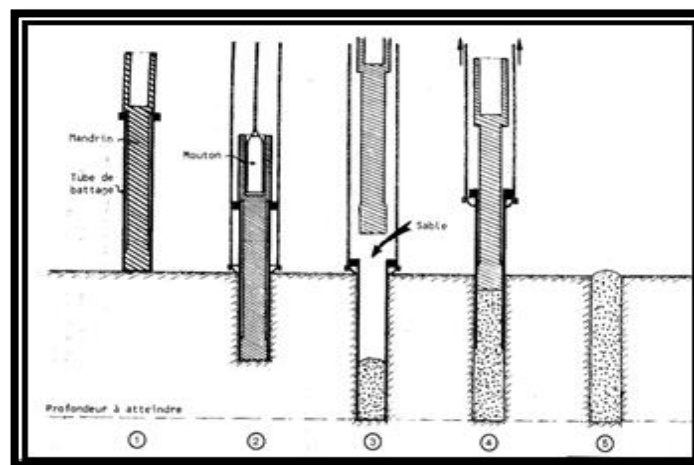
L'exécution d'un drain de sable nécessite dans plusieurs cas à refouler le sol en place

(ou l'excaver) dont la perméabilité est souvent très faible. Ensuite on procède au remplissage du forage par le sable sélectionné [21].



a. **Tube fermé à pointe perdue.**

b. **Tube fermé à point récupérable.**



c. **Tube fermé battu avec un mandrin intérieur.**

Figure 30: Exécution par la méthode du tube fermé, Magnan (1983). [21]

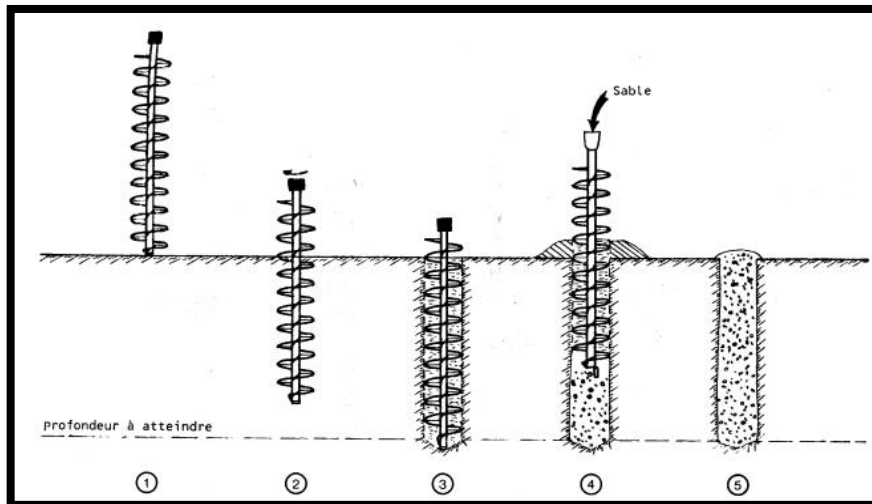


Figure 31 : Exécution à l'aide d'une tarière continue à âme pleine, Magnan (1983). [21]

II.3.1.3.2 Drains verticaux préfabriqués

La commercialisation des géo-composites a permis notamment de mettre au point des produits, d'une part, dont le pouvoir drainant est élevé et, d'autre part, qui assurent le rôle de filtre en empêchant le transport des fines du sol à améliorer. Ce sont les deux performances à garantir lors de l'exécution d'un chantier de drains verticaux. Il s'agit bien sur des drains verticaux préfabriqués (DVP). Sur la figure II.6on présente les phases d'exécution d'un drain de carton. A la profondeur fixée le drain est foncé à l'aide d'un sabot qui peut avoir différentes formes(Figure33).[21]

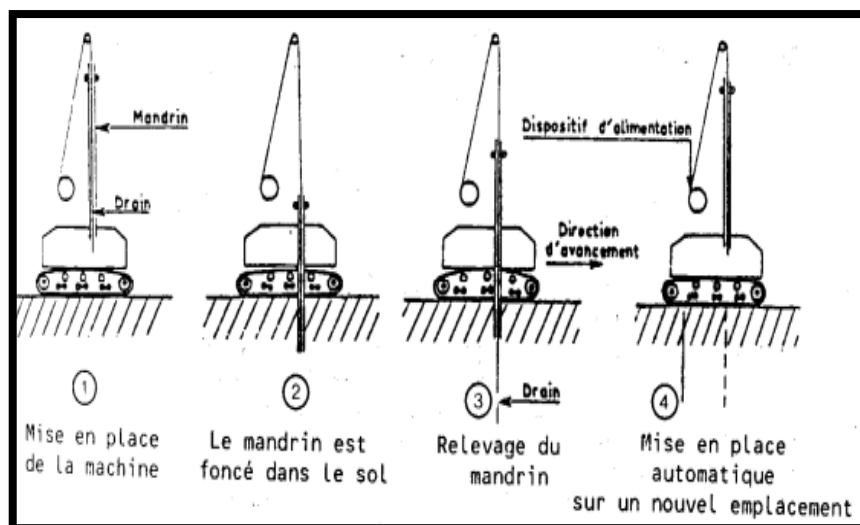


Figure 32 : Phases de mise en place des drains de carton, Magnan (1983). [21]

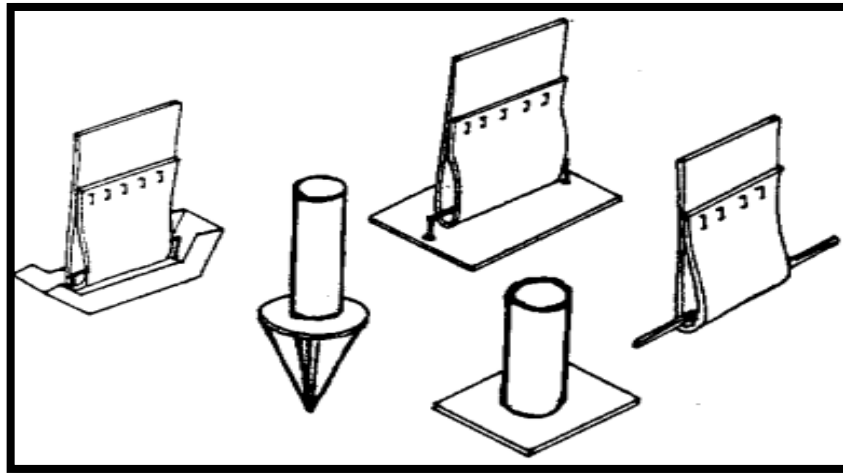


Figure 33 : Quelques formes de sabots utilisés pour le fonçage des drains préfabriqués, Magnan (1983). [21]

Pour assurer l'efficacité des drains préfabriqués en terme de drainage au sein du maillage retenu (triangulaire, carré), pour l'exécution des drains, la distance entre les DVP ne doit pas excéder les deux mètres.

II.3.1.3.3 Domaine d'application

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

1. Les remblais routiers et ferroviaires ;
2. La construction et renforcement de digues ;
3. Les constructions maritimes et les applications littorales ;
4. La mise en valeur des terres, les ports et les aéroports [20].

II.4. Le compactage dynamique (ou pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité

II.4.1 Description et principe de fonctionnement

Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée à la cadence d'une à trois fois par minute et selon un maillage orthogonal défini par rapport à la nature des terrains de lourds pilons d'acier sur la surface du sol à traiter. Les impacts qui en résultent créent de

puissantes ondes de choc qui se propagent en profondeur provoquent le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques. A l'aide de puissants grus sur chenilles adaptés.

Les pilons sont levés pour ensuite retomber en chute quasi-libre. La masse de ces pilons varie généralement entre 10 et 18 tonnes métriques, mais avec un système de levage spécial elle peut être portée à 30 tonnes ou davantage pour augmenter la profondeur de traitement. La hauteur de chute varie habituellement entre 10 et 30 mètres au-dessus de travail.

L'énergie d'un impact appliquée au sol se mesure en tonnes-mètres (t-m) et la magnitude de cette énergie par chute constitue un facteur déterminant dans la mesure et la profondeur de l'amélioration obtenue. [22].



Figure 34 : Réalisation du compactage selon un maillage bien défini (documents de Ménard sol traitement®). [22]

II.4.2. Domaine d'application

De toutes les techniques d'amélioration de sol, seul le compactage dynamique permet de traiter le plus large éventail de dépôts naturels ou de remblais. Cette méthode permet de traiter en profondeur par des actions de surface des sols sablo- graveleux, et des matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus (1 à 4%) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). [22]

Alors cette technique est un moyen efficace pour densifier profondément les terrains

compressibles, et permettant de gagner sur la mer (exemple : piste de l'aérodrome de Nice) ou de réaliser des sous-couches convenant à des dallages de bâtiments industriels ou de centres commerciaux.



Figure 35 : Chantier de compactage dynamique (aérodrome de Nice-France)

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

- Support faible pour fondations superficielles de tous de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères ;
- Assurer la bonne tenue de revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargées, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc. ;
- Réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique ;
- Stabiliser des pentes, barrages, digues, ...etc. ;
- Réduire les vides dans les dépotoirs (décharges) ;
- Défoncer cavernes et mines abandonnées ;

Par contre, cette technique reste peu courante du fait de l'encombrement qu'occasionnent les appareils et le bruit engendré par les impacts, et s'utilisera surtout sur des surfaces importantes à l'écart d'habitations [22].

II.5. Le renforcement des sols par inclusions rigides

II.5.1 Description et principe de fonctionnement

Le renforcement des sols consiste en un réseau d'inclusions, de maillage donné et intéressant tout ou fraction de l'épaisseur des sols médiocres.

La schématisation des sols à une simple bicouche, comportant un sol de mauvaise qualité surmontant un sol résistant, ce dernier n'ayant nullement besoin d'être amélioré. Le sol médiocre d'épaisseur H est donc « cloué » par un réseau d'inclusions rigides, dont la longueur, a priori, peut être inférieure à H ; ce réseau est caractérisé par le diamètre $2R$ des inclusions, et l'espacement moyen $2b$, paramètres géométriques auxquels on pourra toujours ramener le réseau, de maillage généralement quasi-carré, ou triangulaire [23]

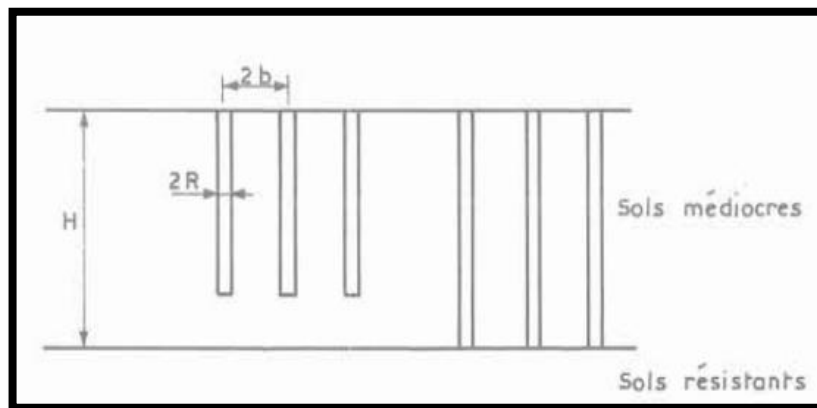


Figure 36 : Schéma du réseau d'inclusions. [23]

Le sol médiocre ainsi renforcé reçoit en surface des charges de typologie variable, pouvant consister, sans que cette énumération soit exhaustive, en :

- Remblai de grande dimension,
- Dallage ou radier, de grande dimension, souple en général,
- Semelle, éventuellement radier, rigide.

Un *sol compressible* d'épaisseur H , chargé par un remblai, transmet la contrainte q (en situation finale) à la surface et produit un tassement $W(0)$, et le sol en place, en profondeur, accède un tassement $W(z)$ illustré en 2 bis. (**Figure38**).

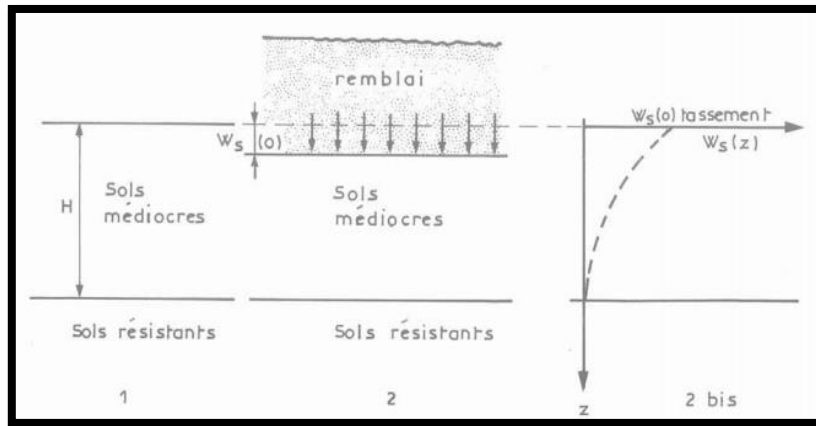


Figure 37 : Sols médiocres chargés. [23]

Plaçons une inclusion rigide, seule, noyée dans le sol mou, et examinons ses conditions d'équilibre, après stabilisation complète (fin de consolidation).

Loin de l'inclusion isolée, le comportement du sol est identique à A. Par contre, dans l'environnement immédiat de celle-ci, il y a modification des champs de contrainte et déformation. L'inclusion subit un tassement $W(z)$ auquel s'ajoute une légère compression, car elle P_n' est pas infiniment rigide ; ce tassement est évidemment plus élevé dans le cas B que dans le cas C, où l'inclusion repose sur le sol dur. Dans la partie inférieure

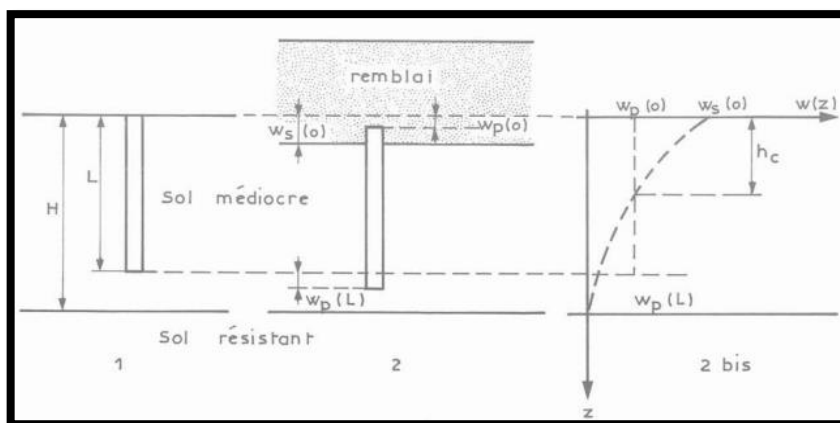


Figure 38 : Inclusion arrêtée dans le sol médiocre. [23]

L'élargissement d'une route existante sur sol compressible peut entraîner du tassement différentiel entre la nouvelle et l'ancienne voie et donc des fissures au niveau de la chaussée. Le renforcement par inclusions rigides apporte une solution rapide à ce problème.

Les remblais d'accès aux ouvrages d'art peuvent être édifiés sur sol compressible renforcé par inclusions rigides afin d'éviter les tassements différentiels entre la culée fondée sur pieux et la voie d'accès présentant un projet de remblai d'accès à un quai portuaire et des berges de la Loire. Présentent le cas d'un dallage industriel de grande surface situé dans la Somme, édifié sur sol compressible renforcé par colonnes à module contrôlé. [24].

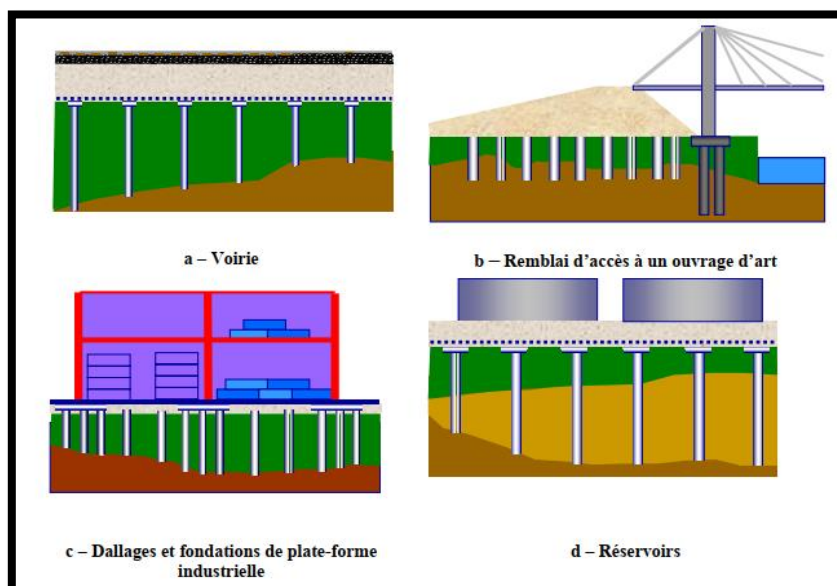


Figure 40 : Domaines d'application. [24]

II.6 Vibrocompactage (ou vibroflottation)

II.6.1 Description et principe de fonctionnement

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années 30, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m. est une technique d'amélioration de sol des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier dans la masse sous l'effet de la vibration.

Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé.

La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative. Il est courant d'obtenir des contraintes de sols améliorés de l'ordre de 0,5 à 0,8 MPA ELS après ce type de traitement.

Alors la technique de vibrocompactage (appelée aussi « vibroflottation ») consiste à foncer dans le sol un vibreur relativement puissant, qui densifie l'empilement des particules du sol, et à procéder à un apport de matériaux pour atteindre le niveau final de la plateforme (Figure 42). [25]

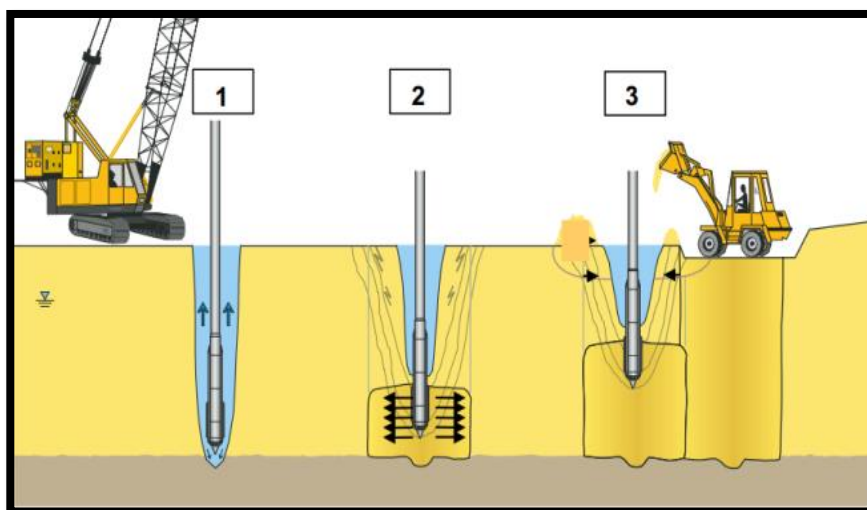


Figure 41: Étapes du vibrocompactage des sables et graviers (Document Keller). [25]

1 : Fonçage du vibreur.

2 : Compactage des sols.

3 : Apport des matériaux et finition.

L'application du procédé de vibrocompactage nécessite généralement deux caractérisations principales : une analyse granulométrique et des mesures mécaniques.

II.6.2 Domaine d'application

La technique de vibrocompactage trouve son application pour tous types d'ouvrages :

- Le vibrocompactage permet de réaliser des semelles isolées ou filantes avec des capacités portantes élevées de l'ordre de 0,5 à 0,8 MPA aux ELS (immeubles R+8 voire plus, centres

commerciaux, hôpitaux, etc.).

- Le vibrocompactage du sol graveleux en place garantit des tassements d'ordre millimétrique sous des ouvrages dits sensibles (sites nucléaires, turbines, machines vibrantes, éoliennes).
- Le vibrocompactage est reconnu comme étant le procédé le plus efficace dans la limitation du risque potentiel de liquéfaction des sols. [25]

II .7 Colonnes ballastées

II .7.1 Description et principe de fonctionnement

Le terme de colonne ballastée vibrée est à associer au terme anglais «the vibrated stone column » ou « vibro stone column ». Cette technique est employée afin d'introduire un matériau granulaire (ballast) dans des sols cohérents car le ballast a de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol. Par ailleurs, ce dernier ne peut pas être densifié sous la seule action de la vibration. Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lancement, air ou eau, et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur :

- Colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par vibreur à sas, voie sèche ou humide et alimentation par la base.

L'eau est utilisée comme fluide de lancement lorsque le sol est pulvérulent et avec une nappe haute, ou si le sol est cohérent mais que l'auto-stabilité de la paroi de l'orifice n'est pas assurée. L'air est utilisé dans les autres cas.

Dans le premier procédé, le vibreur est introduit dans le sol par l'utilisation de jets d'air et le matériau est refoulé dans le sol et compacté par le vibreur par passes successives remontantes.

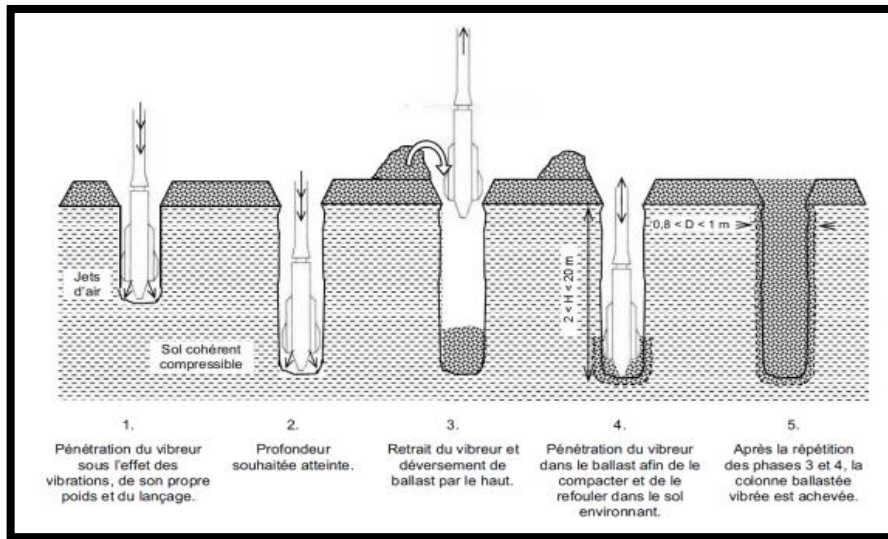


Figure 42 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut.[26]

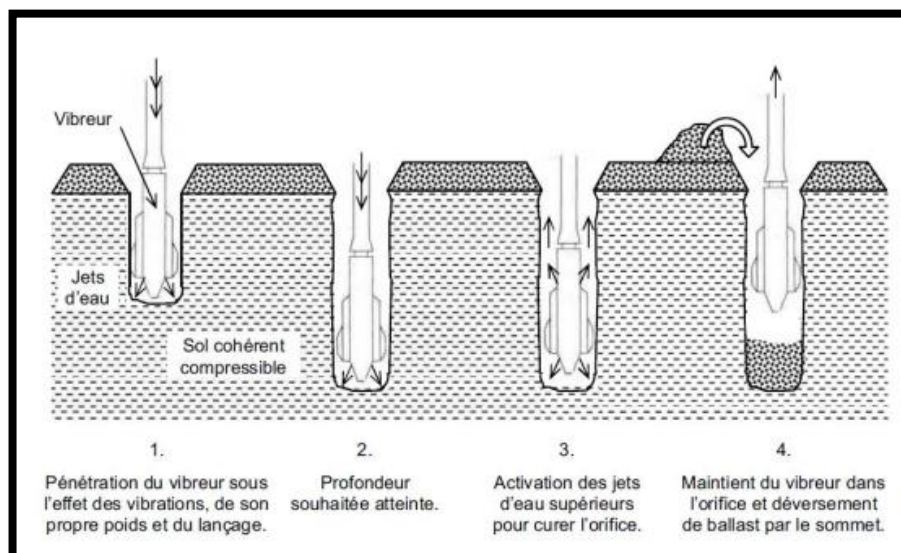


Figure 43: Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début). [26]

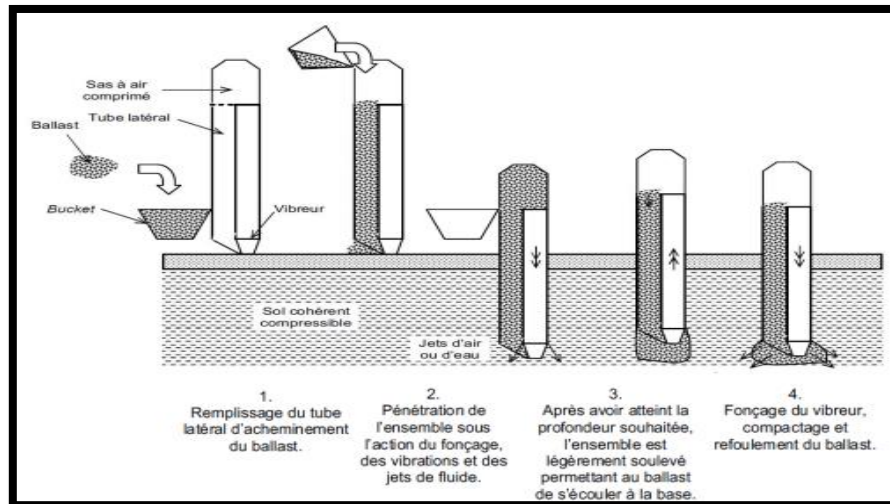


Figure 44 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début). [26]

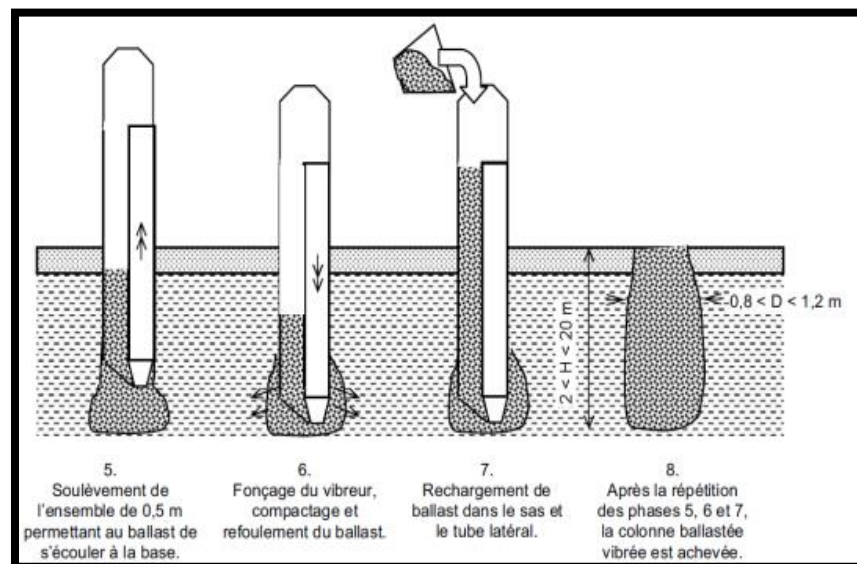


Figure 45 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin). [26]

Le tableau 2 présente la hauteur des passes selon divers auteurs. Cette hauteur dépend du type de sol traité, de la qualité souhaitée (plus la hauteur de la passe est importante, et moins la compacité du ballast sera homogène), de la méthode employée ainsi que de la puissance du vibreur. Il indique la disparité des pratiques en matière de hauteur des passes mais ne permet pas d'apporter d'information complémentaire sur une éventuelle recommandation pratique. Des documents normatifs ou réglementaires n'apportent aucune information sur cette hauteur.

Tableau 2: Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes. [26]

Auteurs	Hauteur des passes (m)	Nature du sol	Méthode de mise en place des colonnes
Zaghouani et Al 2004	0,5	Sable limoneux, lache sable et argile lache	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Renton -rose et Al (2000)	1-1,5	Remblai hydraulique	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
David et Al (1991)	0,3-0,6	Stérile de charbon	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Goughour et Al (1991)	0,9-1,2	Argile limoneuse molle	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas compactage de 0,9 à 1,2 puis repénétration à 0,3
Drisher et fritz (1989)	1	Remblais hydraulique et boue de betteraves à sucre	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Barksdale et Bachu (1983)	0,6-1,2	Argile et sable	Voie humide ou sèche et alimentation du ballast par le haut
Rathgeb et Kutzner (1975)	0,8	Sable fin à moyen ,lâche avec des lentilles de limon mou	Fluide de lançage non spécifiée et alimentation du ballast par le haut

Né moins, on ne saurait être indifférent au fait que plus la hauteur des passes est importante, et plus la pénétration du vibreur est difficile et ainsi la compaction de la base de la passe en est plus faible. Par ailleurs, dans des sols de caractéristiques géotechniques faibles, si

la hauteur des passes est trop réduite, le ballast sera plus facilement repoussé et introduit dans le sol avoisinant, induisant ainsi une surconsommation excessive de matériau. Seuls des essais d'étalonnage sur chantier permettent de définir, pour chaque projet, la meilleure hauteur des passes ainsi que les fréquences de vibration.

Après avoir pris en considération les différentes techniques permettant la mise en œuvre des colonnes ballastées, il convient de s'intéresser à leurs domaines d'application ainsi qu'aux conditions géotechniques qui permettent leur emploi.

II .7.2 Domaines d'application

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. La liste suivante, bien que non exhaustive, rend compte de la variabilité des applications :

- Remblais routiers, ferroviaires ;
- Bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des bâtiments industriels comme des bureaux, hangars, zones de production, silos, réservoirs,
- Stations de traitement des eaux usées (bacs de décantation, installations annexes)
- Pistes d'aéroport ;
- Stabilisation de talus. Toutes ces applications peuvent se résumer en deux grandes catégories en fonction du mode de chargement par :
 - Fondation souple ;
 - Fondation rigide. [26]

II.8 Deuxième catégorie

II.8.1 Inclusions par mélange d'un liant avec le sol

II.8.2 Description et principe de fonctionnement

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes.

L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité. [27]

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement.

L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

II.8.1.1 Utilisation de la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concasse (Bell, 1978). L'utilisation de la chaux se fait par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée, Ca (OH) 2).

Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols.

La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires. Par conséquent, les

Sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10 sont les plus cibles par ce procédé. La figure ci-dessous montre un chantier de traitement d'un sol à la chaux.

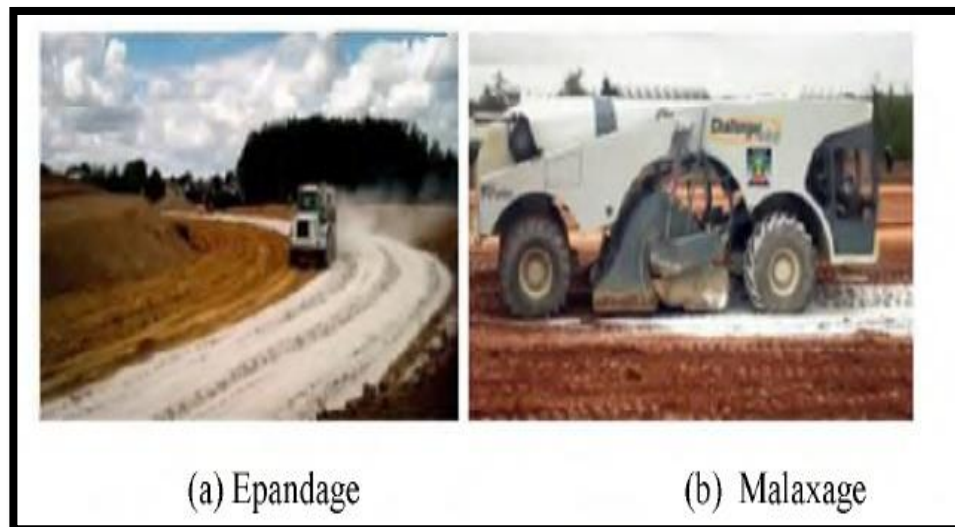


Figure 46 : Chantier de traitement d'un sol à la chaux. [27]

De plus, la réussite de stabilisation à la chaux d'un sol nécessite d'une part une source de silice et/ou d'alumine et d'autre part des particules de petites dimensions susceptibles à l'échange cationique ainsi que la durée de cure.

II.8.1.2 Utilisation du ciment

Le ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment Portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice.

Lorsque le ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile. La figure ci-dessous montre un chantier de traitement du sol au ciment.



Figure 47 : Chantier de traitement du sol au ciment. [27]

Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir :

- L'échange cationique,
- La floculation et l'agglomération de l'argile,
- L'hydratation par cimentation,
- Et les réactions Pouzzolaniques.

Le ciment Portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions Pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.

II.8.1.1 .3 Utilisation des ajouts cimentaires

Parmi les ajouts cimentaires les plus utilisés il y'a les cendres volantes, le laitier, la fumée de silice, les cendres volcaniques et le calcaire. Les coûts élevés de la chaux et du ciment ont poussé les chercheurs à trouver d'autres types de liants dans le but d'améliorer les sols instables à faible coût tout en respectant l'environnement. Les cendres volantes sont intimement liées quant à leur processus de stabilisation. Elles sont souvent utilisées conjointement avec la chaux dans les travaux de stabilisation. Deux types de cendres volantes sont produits par la combustion du charbon à savoir la cendre volante et la cendre basse.

- ✓ *Les cendres basses* : relativement grossières se récupèrent en bas de la fournaise,

- ✓ *Les cendres volantes* : sont séparées des gaz d'échappement par un dépoussiéreur électrostatique.

Les cendres volantes ont une composition très semblable à celle du ciment. Comme les cendres volcaniques, elles présentent des propriétés pouzzolaniques car elles fixent lentement la chaux présente dans le mélange pour donner naissance à des composés stables ayant des propriétés hydrauliques. Elles peuvent être siliceuses ou calciques. Selon leur teneur en chaux libre, les cendres volantes se comportent différemment en présence d'eau.

Il existe deux classes de cendre volante à savoir la cendre silico-alumineuse (classe F) et la cendre sulfo-calcique (classe C).

II.8.1.1 .4 Utilisation des fibres de plastique :

La bouteille plastique d'eau est la plus forte croissance de l'industrie des boissons dans le monde. Au cours de la dernière décennie 1,5 millions de tonnes de plastique sont utilisées pour la mise en bouteille de l'eau chaque année.

Les études montrent que 1500 bouteilles sont sous-évaluées comme déchets chaque seconde.

D'autre part, le nombre de bouteilles recyclées ou retournées est très faible.

La fibre plastique, est un mélange contenant une matière de base (un polymère) qui est susceptible d'être moulée, façonnée, en général à chaud et sous pression, afin de conduire à un semi-produit ou à un objet. La matière de base (la résine) est un polymère.

Les résines des matières plastiques sont issues de produits intermédiaires

(Éthylène, propylène, acétylène, benzène, etc.) dont les matières premières sont le pétrole.

Le type de ce matériel est en polyéthylène, les fibres plastiques sont coupées en morceaux formes 1mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur [27].



Figure 48:Fibre plastique [27]

II.8. Troisième catégorie

II.8.1 Les géosynthétiques

Un géosynthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans des différents domaines, tels que la construction routière, les ouvrages souterrains, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviations...etc.

II.8.1.1 Description et principe de fonctionnement

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil, la protection de l'environnement, les ouvrages hydrauliques et de transport.

Pour un géosynthétique, on distingue six fonctions principales suivantes : Drainage, Filtration, Séparation, Renforcement, Protection, Contrôle de l'érosion, Etanchéité. Drainage.

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements d'eaux pluviales, souterraines ou de fluides dans les sols moins perméables.

La fonction de drainage peut remplir de multiples rôles tels que :

- Rabattre les nappes ;
- Contrôler les écoulements intermittents et diminuer et maîtriser les pressions d'eau ;
- Accélérer les phénomènes de consolidation ;

- Evacuer les eaux de ruissellement.

La fonction de drainage est toujours associée à celle de filtration, afin d'assurer l'efficacité des systèmes de drainage qui a pour rôle de recueillir et d'évacuer les débits collectés. [28]

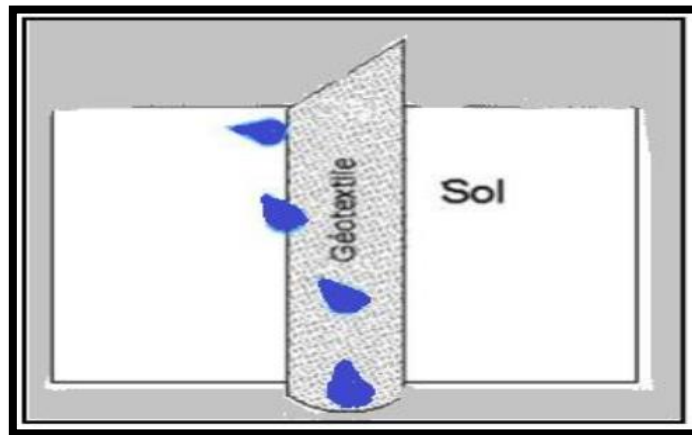


Figure 49: Le drainage. [28]

II.8.1.1 Filtration

Le rôle de filtration du géosynthétique a pour objectif de retenir les éléments du sol tout en laissant passer l'eau. Cette fonction est souvent associée dans les systèmes de drainages où le géosynthétique doit permettre le passage de l'eau de la zone à drainer vers le drain, tout en évitant la contamination du drain par des particules fines du sol environnant, ainsi que l'érosion régressive du terrain à l'amont du drain cela permet de créer une auto filtre dans le sol en amont. ((CFG), 2015) [28]

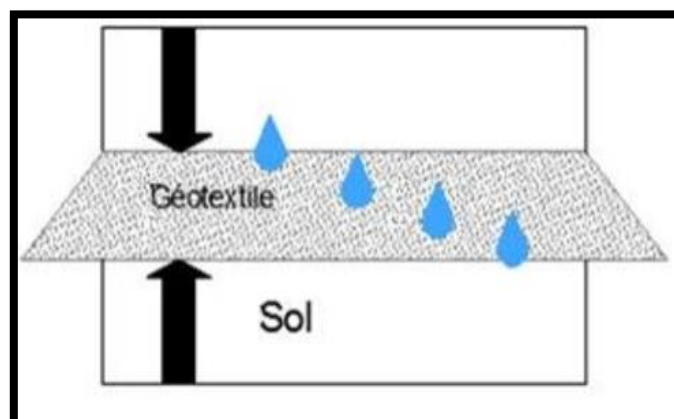


Figure 50 : Fonction de filtration (MAMERI KAHINA, 2015). [28]

II.8.1.1 .2 Séparation

Le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométrie différentes, par exemple des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux d'une couche argileuse de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation d'une route.[28]

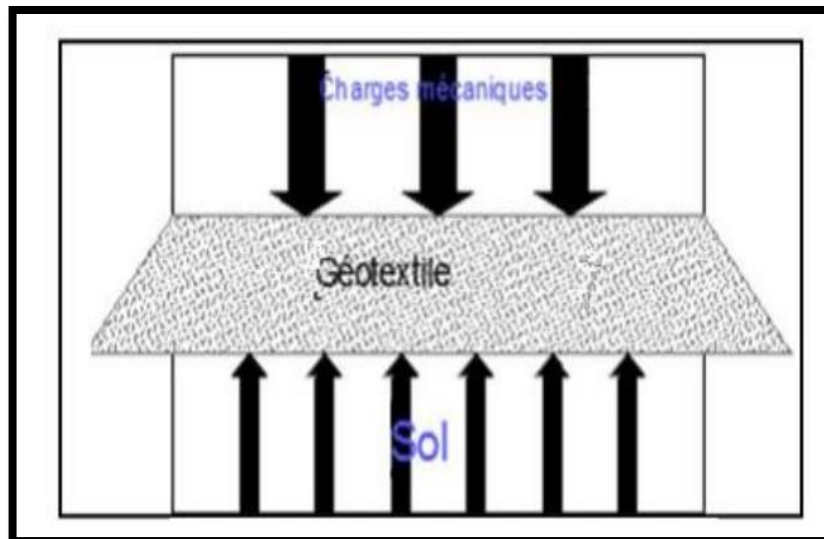


Figure 51 : Fonction de séparation. [28]

II.8.1.1.3. Protection

Le géosynthétique de protection a pour fonction d'empêcher ou limiter les endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté. ((CFG), 2015) Par exemple les géosynthétiques sont utilisés pour le renforcement des couches de béton bitumineux et comme couches de protection, pour éviter le poinçonnement des géosynthétiques par les pierres du sol adjacent, ou par les déchets ou les granulats drainants durant l'installation ou en service.

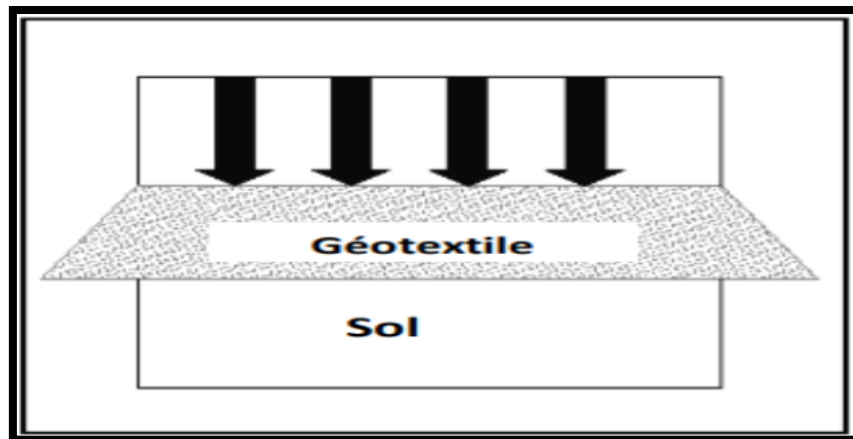


Figure 52 : Fonction de protection [28]

II.8.1.1.4 Renforcement

Le géosynthétique de renforcement intervient comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et une résistance améliorée par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, les géotextiles et les géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales tels que les murs en sol renforcé.

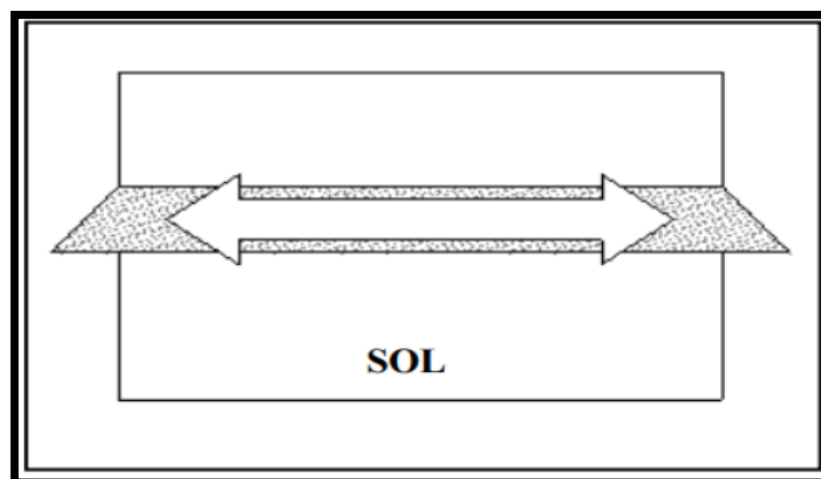


Figure 53 : Fonction de renforcement .[28]

II.8.1.15 Contrôle anti-érosion.

Le géosynthétique a pour but de réduire l'érosion des sols, et d'éviter ou de limiter les mouvements du sol ou d'autres particules à la surface, causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement, une méthode simple pour diminuer cette érosion est de végétaliser la pente.

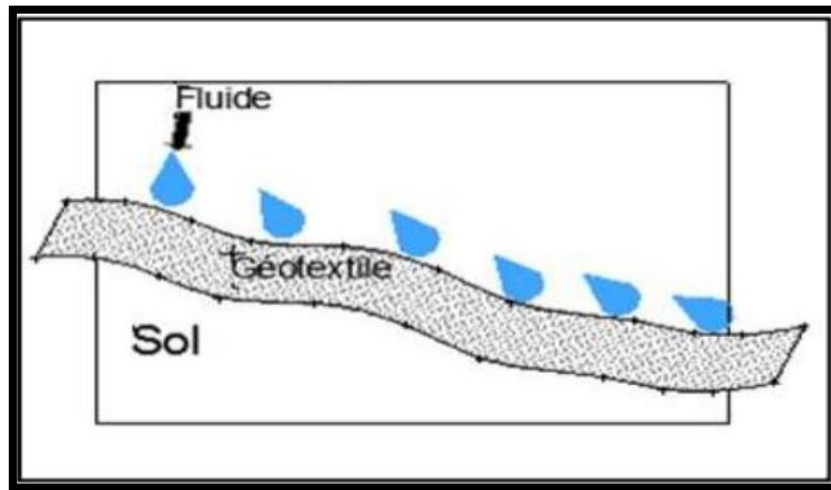


Figure 54 : Fonction anti-érosion

Le Tableau ci-dessous résume les différentes fonctions (fonction de drainage, de protection, de renforcement, de séparation, d'étanchéité, et résistance à l'érosion) assurées par les principaux géosynthétiques.

Tableau 3: Fonctions principales assurées par les géosynthétiques élémentaires.

	Géotextile	Géospaceur	Géogrille	Géo conteneur	Géo membrane	Géosynthétique benthonique
Etanchéité					*	*
Protection	*			*		
Drainage	*	*				
Filtration	*		*	*		
Séparation	*					
Renforcement	*		*	*		
Résistance à l'érosion	*	*		*		

II.8.1.2 Domaine d'application

Les domaines d'application des géosynthétiques sont très variés dans le domaine du génie civil, parmi ses applications, en retrouvent principalement les ouvrages hydrauliques, des routes et infrastructures linéaires, des bâtiments, des tunnels et ouvrages souterrains et enfin des ouvrages pour la protection de l'environnement. (AFNOR,2015)

II.8.1.2 .1Ouvrageshydrauliques

Les ouvrages hydrauliques comprennent essentiellement les réservoirs de stockage d'eau et barrages, des retenues d'altitude, des canaux et des couvertures flottantes de stockage d'eau potable dans lesquels les géosynthétiques sont surtout utilisés pour leur fonction d'étanchéité. D'autres types de fonctions de géosynthétiques comme la filtration, le drainage et le renforcement peuvent être également utilisés notamment dans les barrages en terre. Ou également l'utilisation des géosynthétiques pour la protection des berges de cours d'eau et des digues côtières contre l'érosion

II.8.1.2.1.2 Routes et infrastructures linéaires

Ces ouvrages regroupent l'ensemble des infrastructures de transports terrestres ou souterrains. Il s'agit principalement des voies ferrées, des chaussées de routes, des pistes d'aéroport et des tunnels et ouvrages souterrains. L'ensemble des fonctions des géosynthétiques est utilisé dans ces ouvrages. A titre d'exemple, les géosynthétiques de renforcement et de relaxation de contraintes sont souvent utilisés dans les chaussées pour la limitation de l'orniérage et le retard des remontées de fissures. On peut également citer le géotextile de séparation (anti-contaminant) qui permet de préserver les performances des couches de forme en limitant la quantité de fines qui s'introduit dans ces couches de forme

II.8.1.2.1.3Bâtiments

La fonction de géo synthétique dans les bâtiments est principalement, la fonction de drainage qui est surtout utilisée pour drainer les flux de gaz ou d'eau. On peut citer par exemple le drainage horizontal des flux d'eau (remontées de nappes phréatiques par exemple) sous les dalles de béton. Par ailleurs, dans le cas de la construction de bâtiments sur des sites pollués, la fonction drainage (d'éventuels flux de gaz) peut être associée à la fonction étanchéité pour le confinement du sol chargé de matières polluantes.[28]

II.8.1.2.1.4. Ouvrages pour la protection de l'environnement

Le géosynthétique a pour objectif principal d'éviter la contamination des sols, qu'il

s'agisse de déchets solides ou liquides stockés dans des casiers.

Les géosynthétiques d'étanchéité, en l'occurrence les géo membranes et les géosynthétiques bentoniques, sont ainsi utilisés pour jouer ce rôle de barrière aux pollutions, souvent en complément d'une étanchéité naturelle (argile existante, etc.). Dans ces ouvrages, les géotextiles de protection ou les géo composites de protection-drainage sont souvent mis en œuvre sur la géomembrane pour la protéger du poinçonnement de granulats, et pour le drainage des lixiviats en fond et sur les flancs de casiers vers l'extérieur.[28]

Le Tableau ci-après regroupe les rôles et application principaux des géosynthétiques :

Tableau 4 : Rôle et application des géosynthétiques (Huckert, 2014). [29]

Rôle du géosynthétique	Description	Ouvrage /application
Séparation	Eviter le mélange de deux sols ou matériaux de nature différente	Routes, autoroutes, voies ferrées, pistes, forestières
Filtration	Maintien des particules de sol tout en autorisant la circulation de fluides	Routes, voies ferrées, barrages, tranchées drainantes, protection de berges –rivages
Drainage	Collecte et transport des eaux ou d'autres fluides	Drainages sous dallage, structures BA, remblai ou installation de stockage de déchet
Etanchéité	Prévenir ou limiter la migration des fluides par une géomembrane	Bassin, ouvrages souterrains, installation de stockage de déchet
Renforcement	Améliorer les caractéristiques mécaniques du sol en utilisant les propriétés résistance – déformation	Remblai, ouvrages ferroviaires sur sols compressibles, cavité ou inclusion
Protection	Limitation de l'endommagement localisé d'un élément ou matériau	Protection des géomembranes
Lutte contre l'érosion de surfaces	Eviter les mouvements de sol et d'autres particules en surface	Talus de déblais, pente naturelle, berge
Anti – fissuration	Retarder les remontées des fissures en surface dans les structures de chaussées	Aéroport, chaussées

II.9 Choix des techniques de construction

Le choix des techniques de construction des remblais sur sols compressibles dépend :

- Du temps disponible pour l'exécution des travaux,
- De l'amplitude des déformations tolérées après la mise en service,
- Des contraintes d'environnement du projet (emprise, sensibilité aux vibrations, protection des nappes phréatiques, etc.)
- Des contraintes budgétaires.

Les solutions adoptées se rattachent à deux groupes de techniques :

- *Le premier groupe* rassemble les dispositions constructives directement rattachées au remblai (construction par étapes, surcharge, etc.)
- *Le second groupe* est celui des techniques qui nécessitent des interventions dans le sol de fondation (substitution du mauvais sol, drainage, colonnes ballastées, etc.)

[29]

II.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de balayer la majorité des techniques utilisées par un ingénieur praticien lors rencontre des différents problèmes géotechniques tels que la *compressibilité des sols* ou le choix d'une méthode subit à des critères on peut les citer :

- ✓ La granulométrie du sol ;
- ✓ La profondeur du traitement ;
- ✓ Le type d'ouvrage réalisé sur la zone traitée.

Donc, les techniques d'amélioration (renforcement, stabilisation, traitement) sont les solutions les plus appropriées pour traiter les problèmes a pour but de réaliser les différents ouvrages selon les normes exigés.

CHAPITRE III

PRESENTATION ET RECONNAISSANCES DE LA REGION D'ETUDES

III.1 Introduction

Cette étude rentre dans le cadre APS du projet de la nouvelle ligne ferroviaire El Affroun – Tipaza, elle a pour objet de décrire les spécificités géologiques du site et d'évaluer les contraintes géologiques et géotechniques majeurs.

Dans cette présente étude, nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in-situ et au laboratoire a pour but d'estimer le comportement des remblais sur le sol compressible.

III.2 Nature et situation de projet :

La zone d'étude est située dans le bassin versant du Côtiers Algérois (02a), le tracé projeté traverse la partie occidentale de la plaine de la Mitidja, une partie de la plaine d'Oued Nador (vallée d'Oued Bouklel et vallée d'Oued Beriche) et la vallée de l'Oued Hachem, qui se trouve dans le sous bassin versant du Côtiers Cherchell.

Cette zone se situe entre les piémonts de l'Atlas Mitidjien au Sud et le littoral au Nord. Administrativement, le tracé traverse le territoire de la Wilaya de Tipaza, il commence de la gare d'El Affroun jusqu'au port centre de Cherchell (fig.1).

La zone d'étude est limitée :

- 1- *Au Nord*, par la ride du Sahel et les Monts de Chenoua ;
- 2- *A l'Est*, par la plaine de la Mitidja (sous bassin versant du Mazafran) ;
- 3- *A l'Ouest*, par Djebel Chem Beida et Cap blanc ;
- 4- *Et au Sud*, par les piémonts de l'Atlas Mitidjien et les collines de Mena.



Figure 55 : Situation géographique de la zone d'étude (superposition de la carte MNT avec l'assemblage des carte topographiques 1/200 000 d'Alger et de Médéa)

III.3 Caractéristique du site

III.3.1 Géologie locale

III.3.1.1 Description litho stratigraphique de la zone d'étude

Les principales formations géologiques rencontrées dans la zone d'étude sont :

1. Roches éruptives

Les roches éruptives d'âge Vindobonien, semblable à celles des environs d'Alger et Hadjout, affleurent sur le flanc sud et Nord du massif de Chenoua. Ces roches sont en contact avec la série du miocène inférieur (Burdigalien) et des alluvions récentes.

Selon L. GLANGEAUD (1929), Il s'agit d'une bande de roches rhyolitiques (Andésites, liparites) probablement d'âge Burdigalien.

2. Le Miocène

- a) **Marnes du Cartennien** : dures, noires ou grises, comparables à celle du Schlier, Elles sont sans fossiles et ont été rangées soit dans le Burdigalien supérieur soit dans l'Helvétien inférieur.
- b) **Calcaires grès et poudingues curtiniens** : Calcaire (Dj. Chem Beida), en lentilles au milieu des grès quelquefois glauconieux et des poudingues rouges. On trouve dans cet ensemble néritique d'âge Burdigalien. Les poudingues forment des crêtes ressortant nettement dans la topographie.
- c) **Grès à Amphiope palpebrata de l'Aquitainien**
- d) **Grès micacés et marnes à plantes** : qui ont été rangés dans l'Oligocène par suite de leur analogie avec les formations de cet âge de la région de Ménerville-Palestro.

3. Le Pliocène

a) Le Plaisancien

Selon Glangeaud (1952), le Plaisancien apparaît comme une série uniforme de marnes bleues, légèrement gréseuse à la base et avec des intercalations de lentilles gréseuses vers le sommet. L'épaisseur de cette formation augmente du Nord vers le Sud. Au-dessous, se trouve le conglomérat du Mazafran qui marquerait la limite entre le Miocène et le Pliocène.

b) L'Astien

L'Astien est limité à sa base par un niveau à glauconie surmonté d'une molasse. Le niveau à glauconie, presque toujours présent dans le Sahel d'Alger, il a une épaisseur variant de 10 cm à 10 mètres. Il n'a une valeur de repère stratigraphique que pour cette région où il permet d'introduire une rupture dans le Pliocène. Ce niveau permet de séparer les marnes bleues contenant quelques bancs de grès à leur sommet des marnes gréseuses et grès calcaires (molasse astienne) situés au-dessus.

c) Le Quaternaire

Il est généralement caractérisé par des alluvions récentes, alluvions des vallées et terrasses alluviales. On y trouve généralement :

- 1) Éboulis des pentes : débris de quartzites crétacés accumulés sur les pentes, en amas assez étendus ;
- 2) Alluvions récentes : Dépôts limoneux des plaines, produits par l'étalement des vallées des principaux oueds et de leurs affluents ;
- 3) Alluvions anciennes des vallées : terrasses caillouteuses et limoneuses, en bordures des vallées et cônes de déjection des vallées débouchant de l'Atlas ;
- 4) Le Calabrien (au niveau de la vallée d'Oued Hachem) : caractérisées par des grès calcaires littoraux ou dunaires, lumachelles et conglomérats de plage.

d) L'Actuel

Alluvions actuelles, Plages : caractérisées par du matériel à mobilisation actuel : limons et cailloutis des crues des grands oueds côtiers, sables des plages et dunes.

III.4 Formations géologiques traversées par le tracé

Le tracé traverse essentiellement les formations Mio-plio-Quaternaire, des vallées de la Mitidja Ouest, d'Oued Nador et d'Oued Haches.

- 1- **Du Pk 23+050 au Pk 23+350 (P²C)** : le tracé traverse des formations pliocènes (Pliocène -supérieur), caractérisées par une formation calcaro-gréseuse ;
- 2- **Du Pk 23+350 au Pk 24+775 (a₂)** : le tracé traverse des formations actuelles, constituées par des alluvions récentes ;

III.5. Géomorphologie

Les formes géomorphologiques existantes présentent en général des structures nettes liées à la tectonique et à l'accumulation des sédiments pendant le Mio-pliocène et le Quaternaire, par l'effet de l'érosion superficielle du matériel existant dans la région limitrophe. Le relief de la zone d'étude peut être divisé.

III.5.1 Plaines

Le tracé traverse la partie Ouest de la plaine de la Mitidja (vallées d'oued Djer, Oued Boureia et Oued Meurad), la partie amont de la plaine d'Oued Nador et la plaine d'Oued Hachem.

III.5.1.1 La partie Ouest de la plaine de la Mitidja

Présente une zone subsidence à remplissage Mio-plio-quaternaire bordée par deux régions surélevées, les piémonts de l'Atlas, qui correspondent à une zone de déjection à écoulement profond, et la ride du Sahel, qui prend la forme d'anticlinale à pente faible.

III.5.1.2 La plaine alluviale d'Oued Nador

Présente un synclinal d'orientation NNE – SSW dont l'axe principal est occupé par Oued Nador. Elle est formée relativement par des zones basses et plates, à remplissage Plio-quaternaire, elle est bordée à l'ouest par le massif du Chenoua et à l'Est et au Sud-Est par la pente du Sahel.

III.5.1.3 La plaine alluviale d'Oued Hachem

Située au pied du massif de Chenoua, elle est Présentée par des vallées larges à font plats, remblayés par des alluvions récentes et actuel des oueds ainsi que des dépôts de terrasses alluviales, qui présentent des surfaces subhorizontales, et un bon sol, On y trouve 4 terrasses étagés :

- ✚ **Terrasse 4** : Présenté par des sables jaunes.
- ✚ **Terrasse 3** : Présenté par une formation limono-sableuse de couleur brune, avec des éléments grossiers à galets de taille de 5 à 40 cm.
- ✚ **Terrasse 2** : Présenté par une formation limono-sableuse de couleur rouge, et de rares lentilles de galets.
- ✚ **Terrasse 1** : Présenté par des dépôts sablo-limoneux de couleur brun gris, entrecoupé par des galets de 6 à 8 cm.

III.5.1.4 La ride du sahel ou pente du Sahel :

Formée de sédiments Plio-quaternaire, elle présente une altitude de 200 à 250 m. Elle prend une forme d'anticlinale à pente faible et sépare la plaine de la mer.

- a- **Collines** : présentés par Dj. Chem Beida et cap blanc à l'Ouest et collines de Ain Menacer au Sud-Ouest du tracé. Le Djebel Chem Beida et cap blanc présentent des terrains Miocène, d'une altitude de 100 m. Par ailleurs, Les collines de Menacer, qui bordes la vallée de l'oued Hachem au Sud, présentent des formations crétaées et éocène.

b- Massif montagneux : présenté par le Chenoua, qui est un petit massif côtier, qui culmine à 904 m (Lalla Fourhalt) et qui présente des terrains primaires, caractérisés par des formations métamorphiques et éruptives. Il correspond à un dôme dont les pentes sont très accentuées et le contact avec la mer est aussi brutal : les côtés sont rocheux et très disséqués par l'érosion marine. Le relief paraît très accidenté, les ravines sont étroites et les talwegs en V. Les lignes du relief sont approximativement rayonnantes à partir du point culminant qui correspond sensiblement aussi au centre géographique du massif du Chenoua.

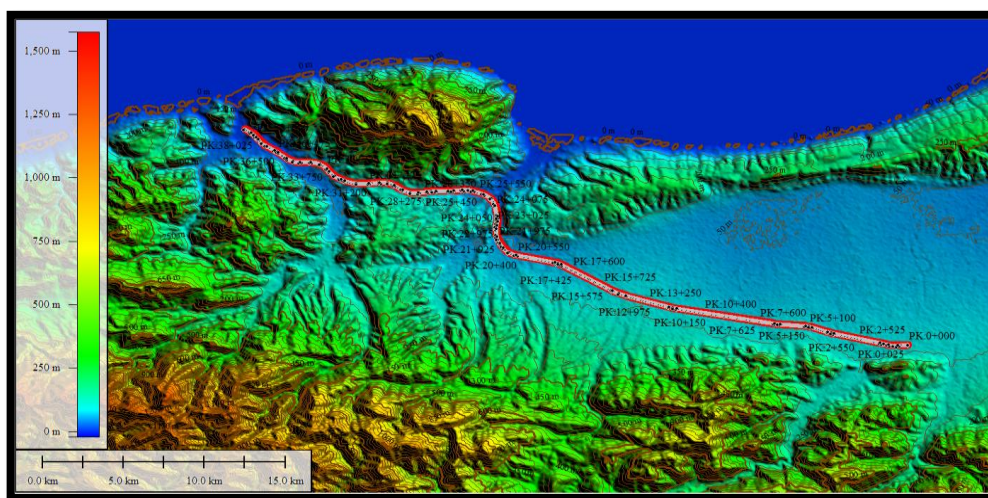


Figure 56 : Différents ensembles morphologiques traversés par le tracé entre El Affroun et Cherchell

III.5.1.5 Hydrogéologie

III.5.1.5.1 L'aquifère du bas Mazafran (Mitidja occidentale) :

L'analyse du remplissage du bassin de la Mitidja permet de distinguer deux aquifères principaux contenus dans les calcaires et grès de l'Astien et dans les sables et graviers des alluvions de la Mitidja .

Dans le bassin du Mazafran, l'aquifère se prolonge au-dessous de la formation semi-perméable argilo-limoneuse. La limite Sud de l'aquifère est marquée par les strates de l'Atlas Blidéen, l'aquifère vient buter contre des roches plus anciennes du Miocène de l'Atlas, il est captif sauf aux endroits des petits affleurements de l'Astien .

Dans ce bassin, la nappe possède une structure morcelée, les zones à fortes transmissivités correspondent aux roches alluviales des oueds Djer, Bou Roumi. Dans la zone du Mazafran, les limons saturés en eau peuvent contribuer à alimenter la nappe si le gradient hydraulique est favorable, les alimentations proviennent de la pluviométrie, de l'infiltration des oueds et de l'Astien, directement quand il est en contact avec les alluvions en bordure du Sahel, ou par drainage à travers les marnes d'El Harrach.

III.5.1.5.2 L'aquifère d'Oued Nador :

De point de vue géologique et hydrogéologique, l'aquifère est constitué par les terrains astiens et les niveaux alluviaux (gréso-conglomératiques) du Quaternaire basal. A cet effet, on l'appelle l'aquifère plio-quaternaire, dont l'épaisseur est de l'ordre de 60 m. Il s'agit d'un aquifère renfermant une nappe généralement captive au niveau de la plaine, puisqu'il est coiffé, dans son ensemble, par les terrains argileux épais et imperméables du Quaternaire récent, mais la nappe est libre dans les deux versants de la plaine où l'astien gréseux affleure. Le substratum de cet aquifère plio-quaternaire correspond aux terrains marno-argileux du Pliocène inférieur, il est fortement plissé, constituant un synclinal penté vers la mer. Cela met le biseau d'eau salée en contact direct avec les eaux souterraines et favoriserait un éventuel phénomène d'intrusion marine vers l'aquifère. L'alimentation de la nappe plio-quaternaire se fait exclusivement par l'infiltration des eaux pluviales au niveau des affleurements des terrains aquifères (Bouderbala et Remini 2014).

III.5.1.5.3 Aquifère des alluvions de l'Oued Hachem

Situé au pied du massif du Chenoua, il longe la route Alger-Cherchell. Longue de 8 km sur 800 m de large, sa superficie est d'environ 12 km². Le réservoir aquifère principal, d'une épaisseur de 5 à 20 m, est constituée de galets et de graviers avec argiles rouges à galets au sommet et argiles sableuses avec quelques intercalations de lits de graviers à la base. L'ensemble repose sur un substratum imperméable constitué essentiellement par des marnes du Crétacé, éventuellement par les calcaires de l'Eocène. La nappe est alimentée par son propre impluvium et par les calcaires éocènes. Elle est drainée par l'Oued Hachem.

L'écoulement de la nappe est Sud-Nord. Les ressources en eau sont modestes, estimées à 4 millions de m³/an.



Figure 57 : Fonctionnement des nappes de la Mitidja (M. Engalenc Géohydraulique 1971)

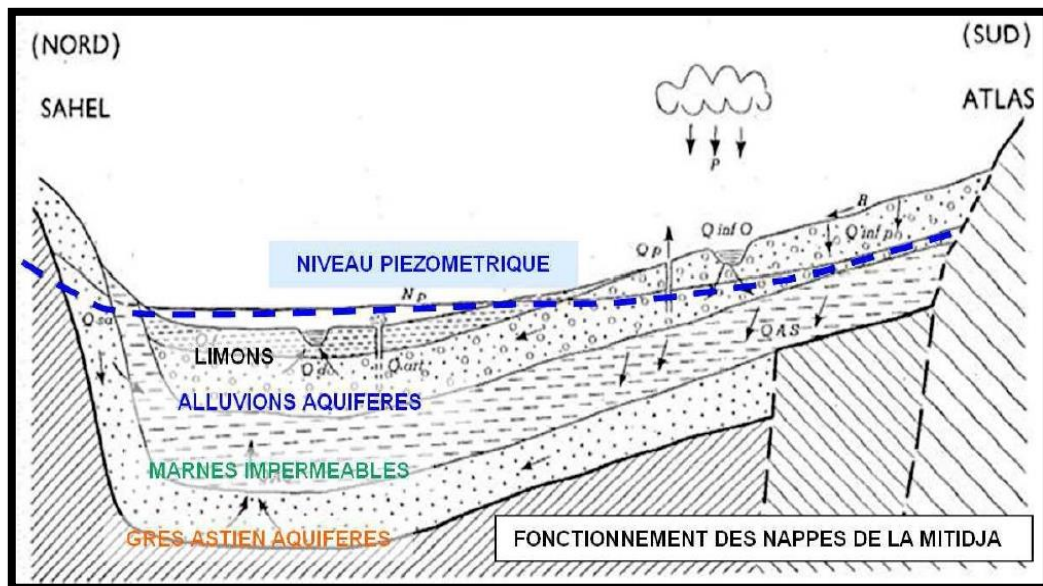


Figure 58 : Tracé projeté de la nouvelle ligne El Affroun-Tipaza sur la carte hydrogéologique de Blida 1/200 000

III.6. Contraintes géologiques

III.6.1 Inondation

La densité du réseau hydrographique, la morphologie de la zone d'étude, la lithologie des terrains traversés et l'irrégularité des pluies engendrent un caractère torrentiel du réseau hydrologique par des inondations. Quant à l'évolution du littorale, la côte de Tipaza est orientée Nord, exposée aux vents dominants et aux grandes tempêtes.

III.6.2 Les zones à sol compressibles

Les sols compressibles correspondent généralement à des dépôts récents (quaternaire) argilo-limoneux, souvent organiques (présence de tourbe et de débris végétaux), dont les caractéristiques de résistance mécanique sont faibles, induisant des tassements et des déformations sous l'effet des sollicitations apportées par les aménagements (remblai, fondations des ouvrages d'art).




Ces sols compressibles se trouvent généralement dans les vallées alluviales à faible pente, dans des zones marécageuses actuelles ou anciennes et au débouché des vallées en bordure littorale.

Dans la zone d'étude les sols sont moyennement compressibles, il s'agit des formations alluviales des lits d'oueds (Argiles, limons,) qui ont des propriétés mécaniques faibles et des formations alluviales des terrasses (Formations hétérogènes de granulométrie variable) qui ont des propriétés mécaniques moyenne.

Ces formations nécessitent, dans les phases ultérieures, de définir la portance du sol et le mode de fondations ainsi que d'évaluer le risque de tassement.

III.6.3 Risques majeurs Aléa sismique

D'après les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA, 2008) le territoire national est subdivisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies ci-dessous (fig.11) :

-  **Zone 0** : sismicité négligeable ;
-  **Zone I** : Sismicité faible ;
-  **Zone IIa** : Sismicité moyenne ;

- ✚ **Zone IIb** : Sismicité élevée ;
- ✚ **Zone III** : Sismicité très élevée.

L'aléa sismique reste le plus probable, vu l'histoire géologique de la zone d'étude. Elle appartient au grand système actif de failles délimitant les plaques africaine et eurasiatique. Le risque sismique est permanent, il exerce un impact direct sur les constructions et voiries et induit des dégâts matériels et sociaux immédiats d'où la classification de la zone d'étude, selon les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA, 2008), en « Zone III » caractérisée par une sismicité très élevée, ce qui implique une grande vulnérabilité face à cette aléa.

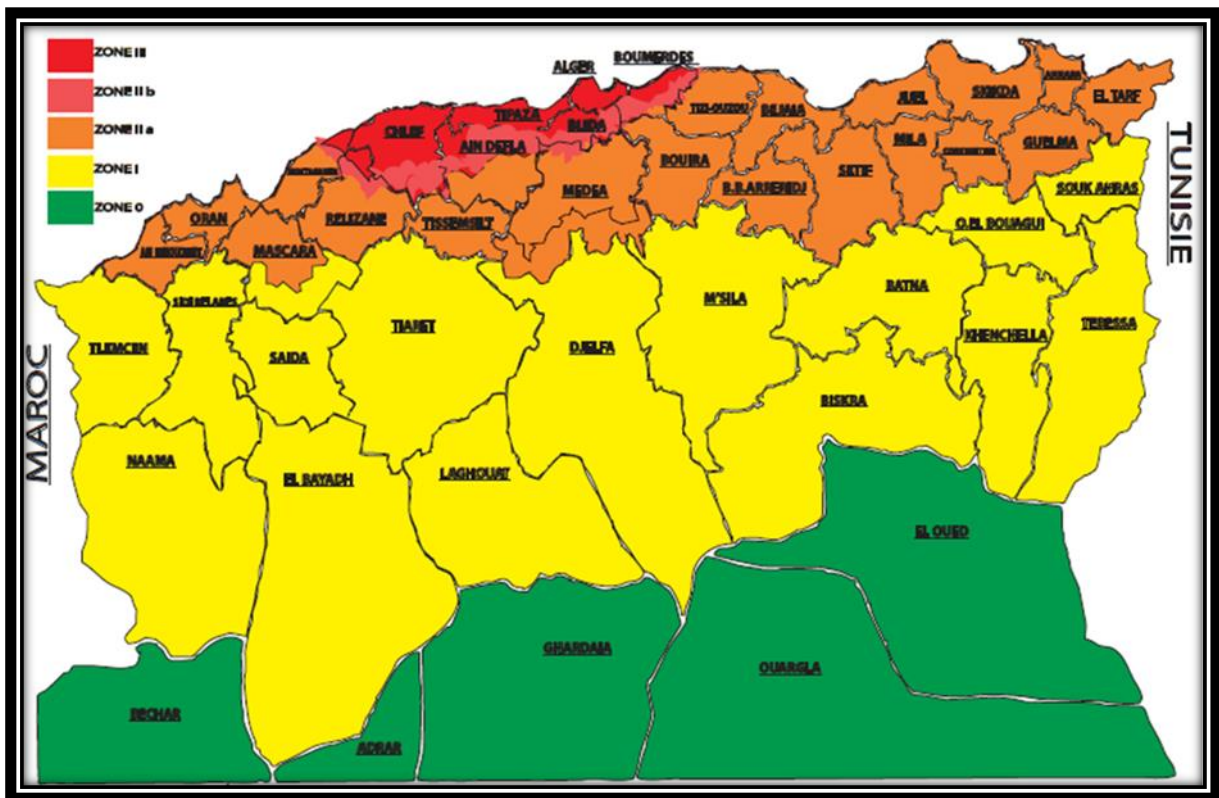


Figure 59: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA, 2008)

III.7 Identification géotechnique



Figure 60 : Échantillon de sondage de pk 23+050 à profondeur 0-6.5 m

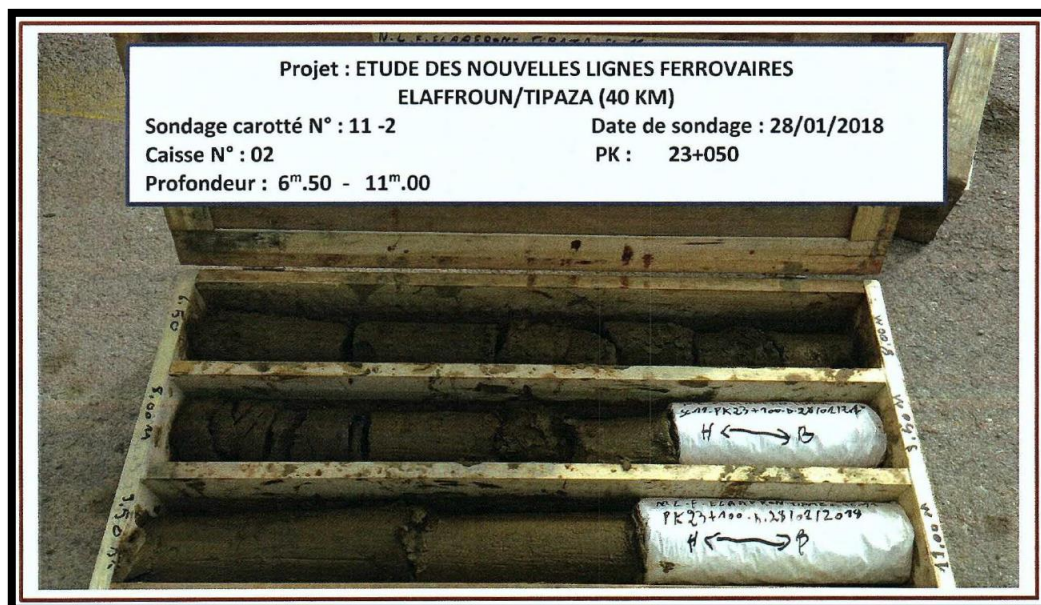


Figure 61: Échantillon de sondage de pk 23+050 à profondeur 6.5-11 m

III. 7.1. Essais in situ

III.7.1.1. L'essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit en tant que tel, une caractéristique du sol dénommée résistance dynamique. Il consiste à mesurer, l'enfoncement d'une pointe soumise par l'intermédiaire d'un train de tige, à une énergie de battage.

Le frottement entre la tige et le sol est rendu négligeable grâce à l'injection d'une boue de forage à proximité de la pointe.

L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier entre autres :

- ✓ La succession de différentes couches de terrain \ddot{u}
- ✓ L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies \ddot{u}
- ✓ La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue

Cet essai peut servir :

- ✓ À orienter le choix des fondations
- ✓ À évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes lorsque l'on dispose d'informations complémentaire

L'essai de pénétration dynamique est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60mm. L'essai de pénétration dynamique est limité à une profondeur de 30m.

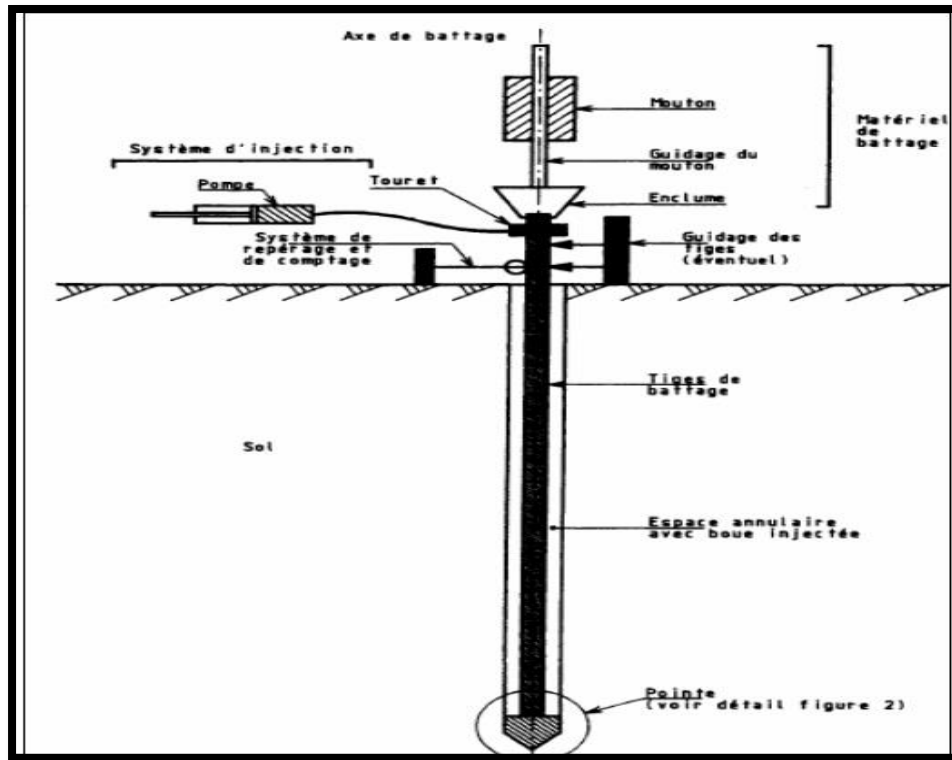


Figure 62 : Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à :

- ✓ Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tige muni, en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges ;
- ✓ Noter le nombre de coups nécessaires (Nd10) pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10cm

La résistance dynamique de pointe à la pénétration qd sous l'action du choc du mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante (formule des Hollandais) :

$$qd = \left(\frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \right) \left(\frac{M + M'}{M} \right) \dots \dots \dots (11)$$

Avec :

M : masse du mouton (kg)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

H : hauteur de chute libre du mouton (m)

A : aire de la section droite de la pointe (m²)

e : enfoncement par coup = $0,10 / Nd10$ (m)

M': masse cumulée, de l'enclume, des tiges, de la pointe.

Les résultats des essais sont représentés par des graphiques donnant, en fonction de la profondeur atteinte par la pointe :

- Soit le nombre de coups N nécessaires pour obtenir un enfoncement e déterminé,
- Soit directement la résistance de pointe **qd**.

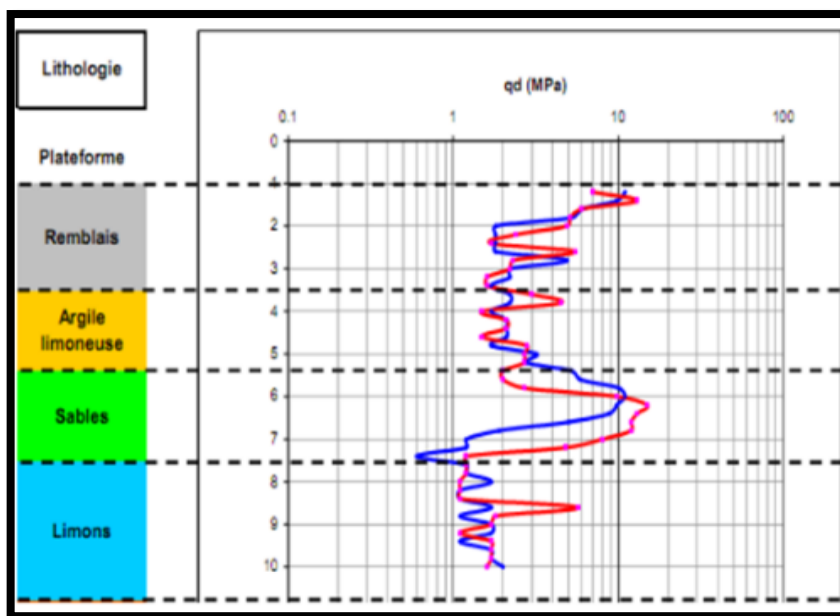


Figure 63: Exemple d'un résultat d'essai au pénétromètre dynamique.

Ces diagrammes fournissent un « profil continu » de la résistance du terrain à la pénétration, qui peuvent être utilisés pour dimensionner des fondations, où pour identifier des aléas géologiques préjudiciables à la construction (lentilles d'argiles, surface de glissement, ...).

$$Rd = \frac{M^2 H}{Ae(M+P)} \dots \dots \dots (12)$$

Avec :

M : masse du mouton ;

H : hauteur de chute du mouton ;

e : refus (pénétration moyenne par coup) ;

A : section de la pointe du pénétromètre dynamique ;

P : poids des tiges.

Les essais au pénétromètre dynamique permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches et d'évaluer la portance du sol support.

III.7.1.1.1 Résultats et Interprétation

Les résultats des essais de pénétrations dynamique effectuées au cours des forages sont présentés dans les diagrammes ci-dessous :

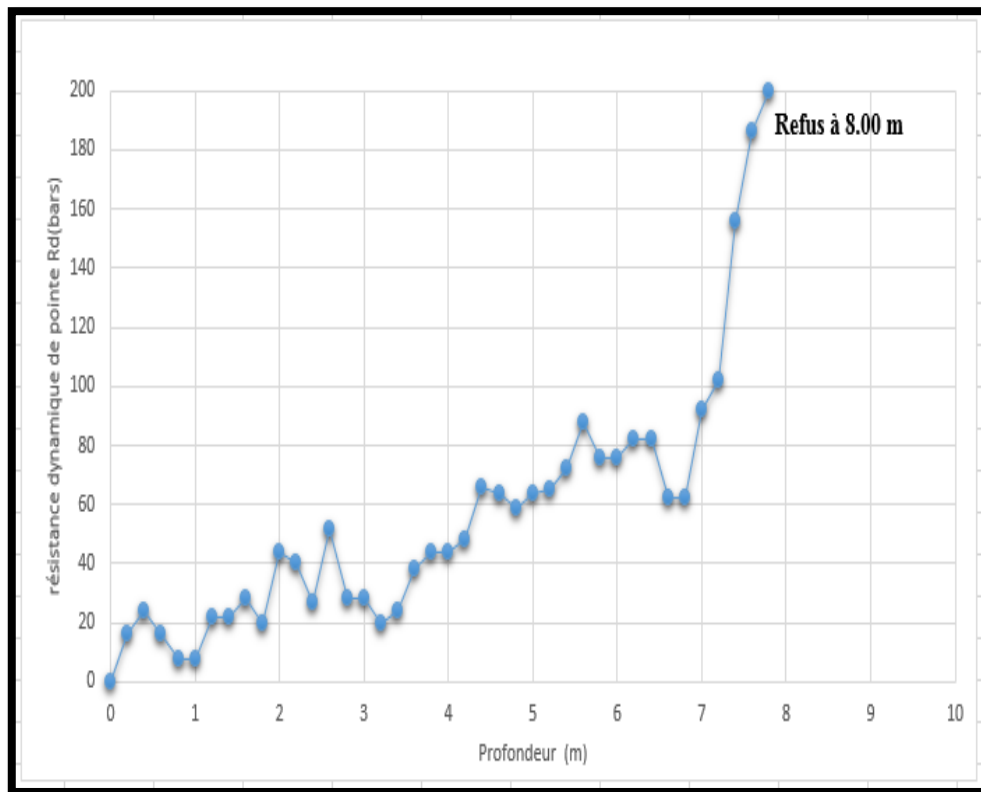


Figure 64: Courbe de pénétromètre dynamique.

La courbe obtenue met en évidence l'existence dans le sous-sol d'un substratum de forte résistance atteint à de grandes profondeurs ; mais aux faibles profondeurs la résistance atteint des valeurs moyennes jusqu'à 6m ou les résistances deviennent plus élevées.

Les refus ont été atteints à 8m de profondeur.

Suite aux résultats pénétrométriques (voir diagramme pénétrométrique), on distingue globalement un terrain relativement homogène vis-à-vis de sa compacité.

En effet, tous les sondages pénétrométriques indiquent un terrain homogène avec des résistances en pointe importantes à partir du 6 mètres de profondeur (80 bars)

III.7.1.2. Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ, Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans un forage préalable.

Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort- déformation les caractéristiques mécaniques du sol systématiquement tous les mètres (évaluation de la pression limite de rupture P_l en bar et du module de déformation E en bar).

Les résultats des essais pressiométriques sont insérés dans le tableau suivant :

Prof : profondeur en (m).

E : module de déformation (bars).

P_l : pression limite (bars).

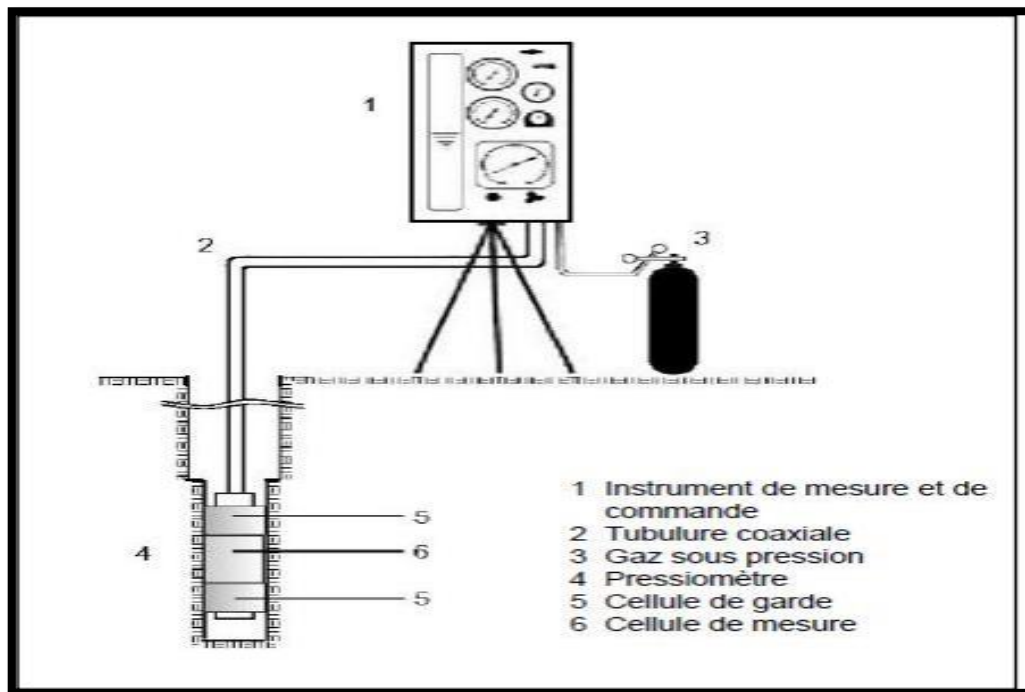


Figure 65 : Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

Cet essai dû à Louis Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable descendue dans un forage à la profondeur voulue. La cellule de mesure et les deux cellules de garde gonflées par paliers successifs. Grâce aux cellules de garde, la pression exercée sur la tranche de sol peut être considérée comme uniforme.

Le graphe de l'essai trace le volume d'eau injecté dans la cellule de mesure en fonction de la pression appliquée sur le sol.

Lorsque la pression augmente, le sol est dans une phase pseudo-élastique au sein de laquelle est calculé le module pressiométrique : $E = K \cdot \Delta P / \Delta V$

Avec :

ΔP : palier de pression appliquée à la sonde.

ΔV : augmentation de volume de la sonde.

K : constante liée à la géométrie de la sonde.

Au-delà de la pression dite de fluage (P_f), le sol entre dans le domaine plastique, jusqu'à ce que la déformation augmente très rapidement, on atteint alors la pression limite (P_L).

Ces deux paramètres importants E et P_L sont utilisés pour calculer le tassement, ainsi que la contrainte de rupture d'une fondation superficielle ou profonde. Le pressiomètre est également utilisé pour contrôler in-situ l'amélioration d'un sol (compactage, consolidation dynamique).

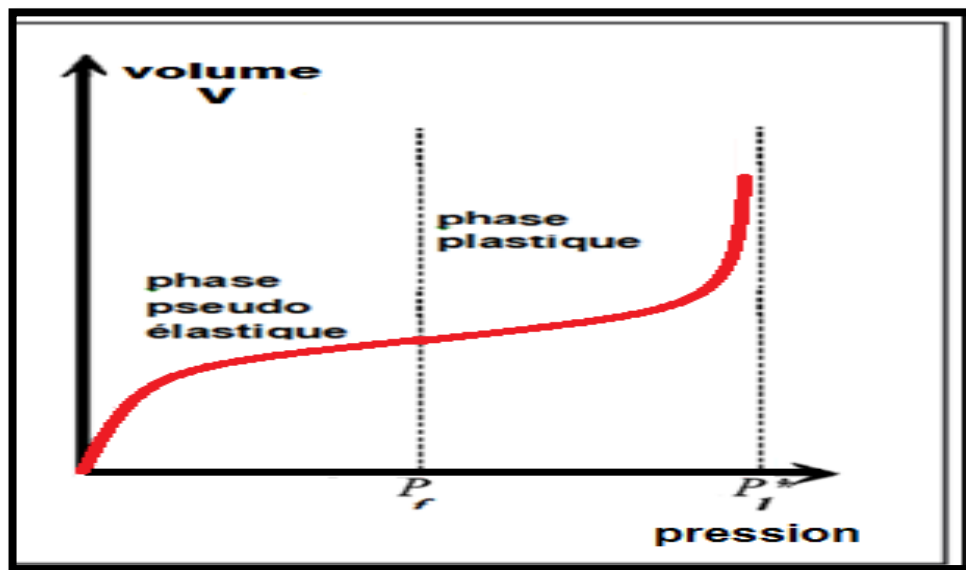


Figure 66 : la variation de volume en fonction de la profondeur

Variation de volume V (cm^3) de la cellule de mesure en fonction de la pression p appliquée (MPa) on a Trois phases successives

1. Phase initiale

- Mise en équilibre de l'ensemble sonde-forage-terrain ;
- Mise en contact de la paroi de la sonde avec le terrain ;

- Mise en place du sol décomprimé par le sondage.

2. Phase pseudo-élastique

- Proportionnalité entre les variations de volume et les pressions
 - Comportement du sol considéré élastique
- Module pressiométrique (module de déformation)
 - Utilisé pour le calcul des tassements

$$EM = 2(1 + \nu) \left[V_0 + \frac{V_a + V_b}{2} \right] \left[\frac{(P_b - P_a)}{V_B - V_A} \right] = k \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v} \dots \dots \dots (13)$$

V_0 : volume de la cellule centrale au repos (593 cm pour une cellule de 58 mm) ;

P_B, V_B : pression et volume à l'origine de la phase pseudo-élastique ;

P_a, V_A : pression et volume à l'extrémité de la phase pseudo-élastique ;

ν : : coefficient de Poisson du sol (habituellement 0,33) ;

K : constante géométrique de la sonde.

- La pression de fluage (pf) sépare les phases pseudo-élastique et plastique
- Fin de la partie linéaire ;
- Les déformations différées deviennent importantes par rapport aux déformations instantanées.

3. Phase de grands déplacements ➡ équilibre limite.

7.1.2.1. Résultats Interprétation

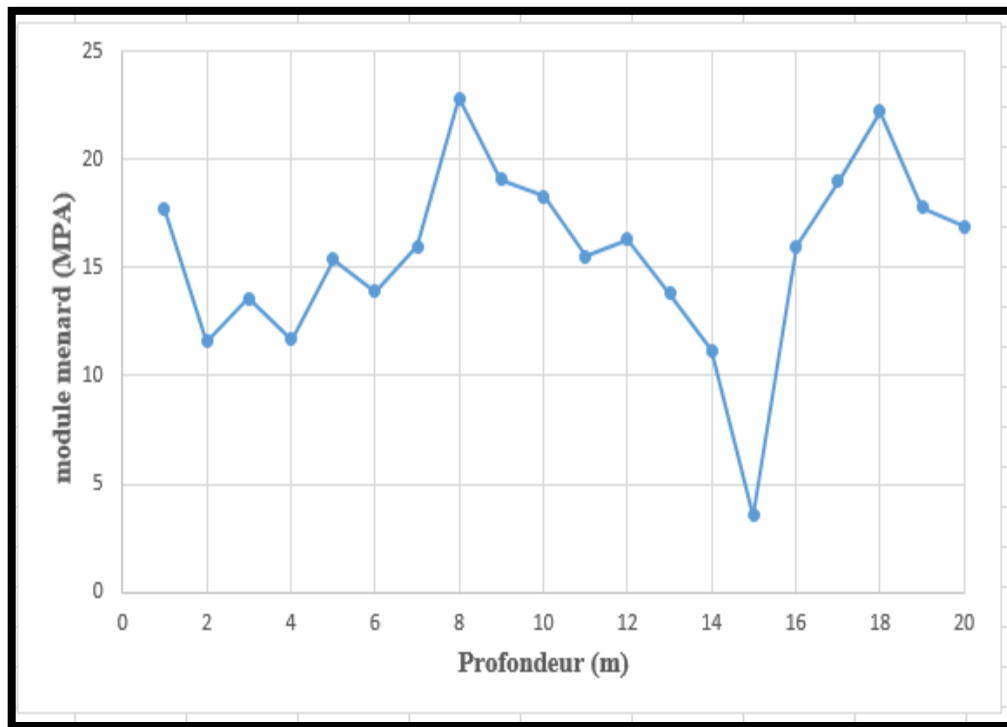


Figure 67 : Courbe de module pressiométrique en fonction de la profondeur

✓ **Pression limite**

D'après la courbe on voit que les valeurs de la pression limite se différencient selon la profondeur. Mais avec une légère variabilité, donc on constate qu'il existe une seule formation (argile limoneuse brunâtre à vert jaunâtre).

✓ **E : Module pressiométrique**

D'après la courbe tracée on voit qu'il existe une variabilité du module menard ou les valeurs augmentent et diminuent avec la profondeur.

III.7.1.3 Sondages carottés

L'analyse des carottes des sondages nous a permis l'établissement de la coupe géologique donnant la nature et la lithologie du sol ainsi que ces variations en profondeur, ces logs sont donnés en annexe.

Les travaux de sondage n'ont pas montré la présence de la nappe jusqu'à la profondeur de l'investigation.

Les logs des sondages, ont mis en évidence, à partir de la surface, la succession lithologique suivante :

Sondage carotté N°01 :

- 0.0m –0.5m : Terre végétale.
- 0.5m-20m : Argile limoneuse brunâtre a vert jaunâtre.

Sondage carotte N°02 :

- 0.0m –1.5m : Terre végétale.
- 1.5m-20m : Argile limoneuse brunâtre a vert jaunâtre.

III.7.2 Les essais de laboratoire :

Les essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons intacts prélevés au niveau des sondages carottés, le programme d'essai a comporté les essais suivants.

➤ Essais d'identification :

- Analyse granulométrique.

➤ Essais physiques :

- Teneur en eau.
- Masse volumique

➤ Essais mécaniques :

- Cisaillement rectiligne.
- Essai Compressibilité a l'œdomètre.

Normes des essais en laboratoire utilisés

Les essais de laboratoire sont exécutés sur des échantillons représentatifs de sol et de carottes dûment prélevés sur le terrain. Les essais sont réalisés conformément aux normes suivantes :

Tableau 5 : les normes Afnor

<i>Types d'essais</i>	<i>Norme</i>
<i>Détermination de la teneur en eau</i>	<i>NFP 94-050</i>
<i>Analyse granulométrique</i>	<i>NFP 94-056</i>
<i>Masse volumique de sol</i>	<i>NFP 94-053</i>
<i>Compressibilité à l'odomètre</i>	<i>NFP 94-051</i>
<i>Essais de cisaillement direct</i>	<i>NFP 94-071-1</i>

7.2.2. Analyse granulométrique à sec après lavage [NF P94- 056]

III.7.2.2.1. Définition

Analyse granulométrique à sec après lavage concerne les sols dont la dimension des éléments supérieurs à 80 μm (0.08 mm).

L'essai consiste à séparer les éléments agglomérés d'une masse connue d'un matériau par brassage sous l'eau. Après séchage des grains et des particules, le matériau est analysé au moyen d'une série de tamis emboîtés par ordre décroissant du haut vers le bas soumis à des vibrations au moyen d'une tamiseuse

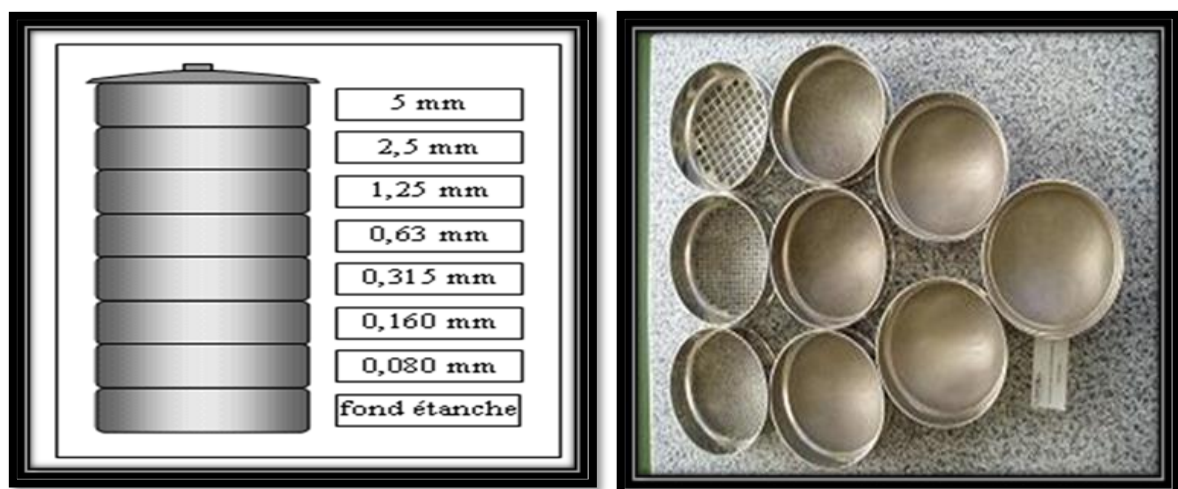


Figure 68: série des tamis

III.7.2.1.2. Principe de l'essai

L'analyse granulométrique d'un sol a pour but de déterminer, en poids, la distribution des particules des sols suivant leurs dimensions. De cette distribution résulte la classification du matériau. L'analyse granulométrique s'obtient par deux opérations successives :

- ✓ Le tamisage pour les particules de dimensions supérieures à 80 μm
- ✓ Lorsque le sol étudié comporte une quantité importante de particules inférieures à cette taille, on procède à analyse en sédimentométrie.

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage des sols. Elle s'applique aux éléments de diamètre inférieur à 0.100 mm.

III.7.2.1.3. Résultats de l'analyse granulométrique

Selon les résultats obtenus et à partir des graphes on a 70% des éléments fin de diamètre comprise entre 0.2 μm et 2 μm .

Tableau 6: les résultats d'analyse granulométrique

Tamis(mm)	5-2	2-0.4	0.2-0.02	0.02-2
	Gravier%	Gros sable%	Sable fin%	Limon%
	4	5	55	36

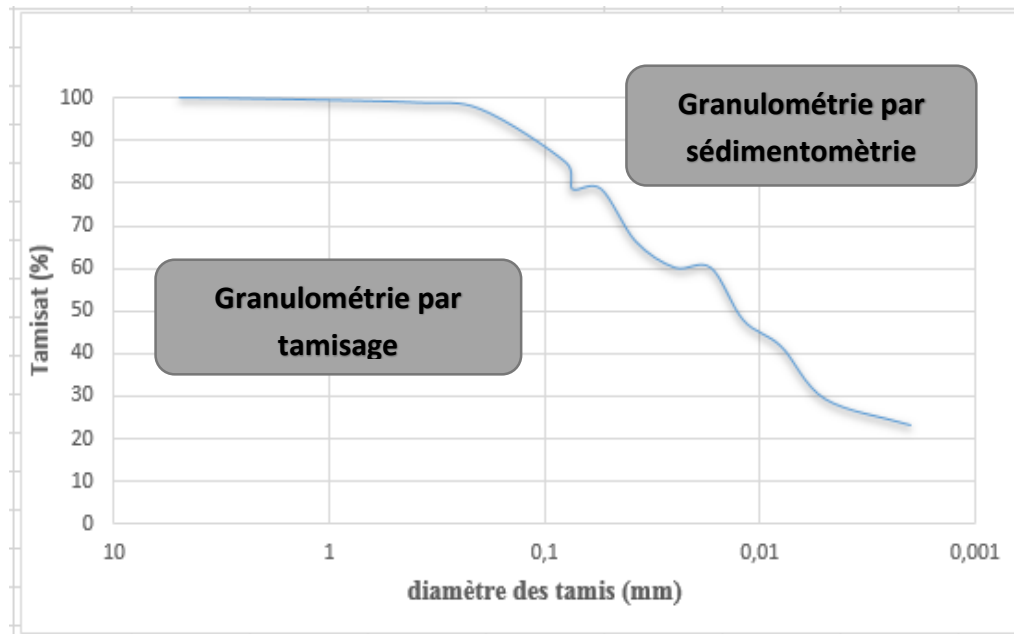


Figure 69 : courbe de l'analyse granulométrique

III.7.2.1.4. Interprétation de l'analyse granulométrique :

Le sol de Pk (23+050) est Argile limoneuse brunâtre a vert jaunâtre

III.7.3 Teneur en eau W % [NF P94- 050]

III.7.3.1 Définition

Elle est exprimée en pourcentage %, est le rapport entre la masse de l'eau évaporée par séchage d'un volume de sol ramenée à la masse sèche de ce sol.

L'essai permet de renseigner sur l'état d'humidité d'un matériau, de savoir la quantité d'eau existante dans un volume de sol donné relativement à la quantité des grains solides de ce même volume de sol.

Cette caractéristique permettra par la suite de déterminer d'autres caractéristiques du sol telles que le degré de saturation, la porosité, sa détermination est indispensable et révèle d'un intérêt capital, notamment dans le cas des sols fins sensibles à l'eau.

III.7.3.2 Exécution de l'essai

La détermination de cette teneur consiste à peser des échantillons de schiste humide puis les passer à l'étuve à 105°C pendant 24h et le peser une autre fois à sec.

$$W = \frac{mw}{md} \dots \dots \dots (14)$$

Avec **mw** : masse de l'eau, et **md** : masse du matériau sec.

III.7.3.4 Expression des résultats

La teneur en eau moyenne de quatre échantillons après étuvage à 105°C pendant 24h est 22,27% donc le sol est **légèrement humide à humide**.

Tableau 7: les résultats de teneur en eau moyenne

	01	02	03	04
Poids total humide (g)	156.66	173.84	148,75	152.47
Poids total sec (g)	131.88	147.22	129.59	132.33
Poids de la tare (g)	34.41	34.27	33.84	32.03
Poids d'eau	24,78	26,62	19,16	20,14
Poids du sol sec (g)	97,47	112,95	95,75	100,30
Teneur en eau (%)	25,42	23,57	20,01	20,08
W (%) moyen		22,27%		

III.7.4 La Masse Volumique des sols fins

III.7.4.1 La densité réelle (NF P 94-064)

Pour déterminer la densité sèche après l'application de l'essai, suivre les étapes de calcul suivantes :

- Poids de paraffine = P2- P1
- Volume brut = P2-P3
- Volume de paraffine = $\frac{\text{poids de paraffine}}{\text{densité de paraffine}}$
- Volume net = Volume brut- Volume de paraffine
- DENSITE SECHE = $\frac{P1}{\text{Volume net}}$

Où :

P1 : Poids sec de roche P1(g) ;

P2 : Poids sec + paraffine P2 (g) ;

P3 : Poids de paraffine (g)=0,9 g/cm³.

III.7.4.2 La Masse Volumique Apparente

Cet essai est régi par la norme NFP 18-554, elle est définie comme étant la masse de l'unité de volume apparente du corps, c'est-à-dire celle du volume constitué par la matière du corps et les vides qu'elle contient [DUPAIN. R et al.]

On détermine la masse volumique apparente par la formule suivante :

$$\rho = \frac{M1-M0}{V} \dots\dots\dots(15)$$

Avec :

ρ : Masse volumique absolue ;

M: Masse des grains solides ;

V1 : Volume de l'eau ;

V2 : Volume total (grains solide + eau).

✓ Principe de la méthode :

- Déterminer le volume du récipient =V
- Noter la masse du récipient propre et vide =M0
- Placer le récipient dans le bac en plastique
- Verser les granulats secs, par couches successives et sans tassement : utiliser les mains comme entonnoir naturel à 10 cm environ au-dessus de niveau de récipient
- On laisse tomber ce sable, ni trop vite, ni trop lentement. Verser ainsi le corps, ce matériau doit s'effectuer au centre de ce récipient, jusqu'il déborde tout autour en formant un cône.
- Araser à l'aide de la règle métallique, à laquelle on imprime un mouvement horizontal de va et vient, le récipient étant attaqué le long d'une diagonale horizontale.
- Noter la masse du récipient rempli= M1.
- Vider le granulat dans un bac en plastique et jeter son contenu dans la benne extérieure.

Renouveler l'opération 2 fois :



Figure 70 : La masse volumique apparente

III.7.4.3 Masse volumique absolue

La masse volumique absolue ρ_s est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre les grains. Il ne faut pas confondre ρ_s avec la masse volumique ρ qui est la masse de matériau par unité de volume, celui-ci intégrant à la fois les grains et les vides.

Les masses volumiques s'expriment en t/m^3 , en kg/m^3 , ou en g/cm^3 .

III.7.4.3.1. But de l'essai

Cet essai a pour but de permettre de connaître la masse d'une fraction granulaire lorsque par exemple on élabore une compression de béton. Ce paramètre permet, en particulier, de

Déterminer la masse ou le volume des différentes classes granulaires malaxées pour

L'obtention d'un béton dont les caractéristiques sont imposées.

III.7.4.3.2. Conduite de l'essai

- Remplir une éprouvette graduée avec un volume V_1 d'eau.
- Peser un échantillon sec M_s sable (environ 300g) et l'introduire dans l'éprouvette en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air.

- Le liquide monte dans l'éprouvette. Lire le nouveau volume V2.

Masse volumique absolue est alors :

$$\rho = \frac{M}{V_2 - V_1} \dots \dots \dots (16)$$

Avec :

ρ : Masse volumique absolue

M: Masse des grains solides

V1 : Volume de l'eau ;

V2 : Volume total (grains solide + eau).



Figure 71 : protocole d'essai de la masse volumique absolue

III.7.4 .4. Expression des résultats :

Tous les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux récapitulatifs.

✚ SC 11-02 (pk : 23+050)

✚ Profondeur : 03.10 - 03.50 m.

Tableau 8: résultats de degré de saturation

N°Echant	01	02	03
Poids total sans paraffine (g)	456.2	498.9	428.99
Poids total avec paraffine (g)	468.08	513.93	440.77
Poids total dans l'eau (g)	221.29	240.45	202.09
Volume brute (cm3)	246,79	273,48	238,68
Volume de la paraffine (cm3)	13,50	17,08	13,39
Volume net (cm3)	233,29	256,40	225,29
Masse volumique (g/cm3)	1,96	1,95	1,90
Yh (g/cm3)	1,94		
'Yd (g/cm3)	1,56		
Sr(%)	92,90		

✚ Sondage : SC 11 (pk : 23+050)

✚ Profondeur : 09.20 - 09.50 m

N°Echant	01	02	03
Poids total sans paraffine (g)	758.06	811.02	513.65
Poids total avec paraffine (g)	776.26	855.79	552.11
Poids total dans l'eau (g)	389.33	417.36	267.59
Volume brute (cm3)	386.93	438.43	284.52
Volume de la paraffine (cm3)	20.68	50.87	23.25
Volume net (cm3)	366.25	387.56	261.27
Masse volumique (g/cm3)	2.07	2.09	2.03
Yh (g/cm3)	2.06		
'Yd (g/cm3)	1,73		
Sr(%)	96,13		

III.7.5.1. Essai Cisaillement rectiligne

7.5.1.1. But de l'essai

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C . Ces valeurs servent entre autres à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.



Figure 72 : Appareil de cisaillement rectiligne ou à la boîte de cassagnarde.

III.5.2. Matériel utilisé

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîte qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée.

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

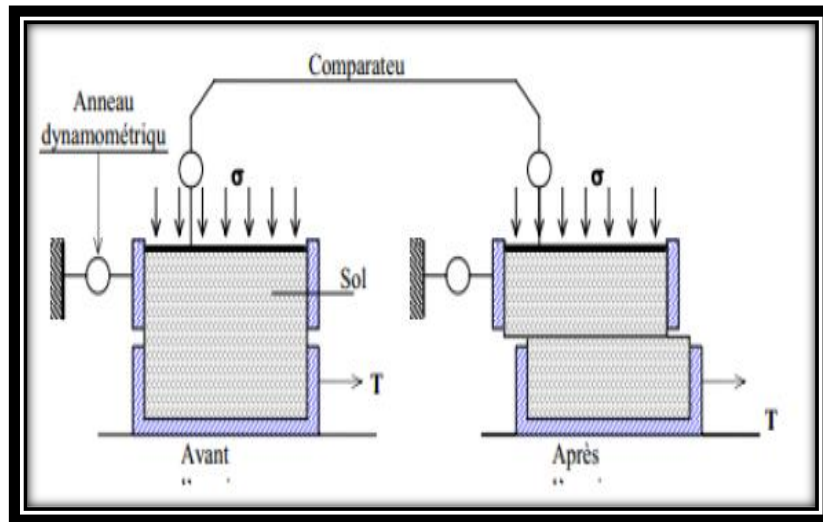


Figure 73: schéma de la boîte de cisaillement

❖ Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai consiste à :

Applique sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant durant la durée de l'essai ($\sigma = N/s$),

Produire, après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-bottes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante,

Mesurer l'effort (T) correspondant

L'objectif de cette partie expérimentale, en premier, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement du sol et qui sont l'angle de frottement interne et la cohésion

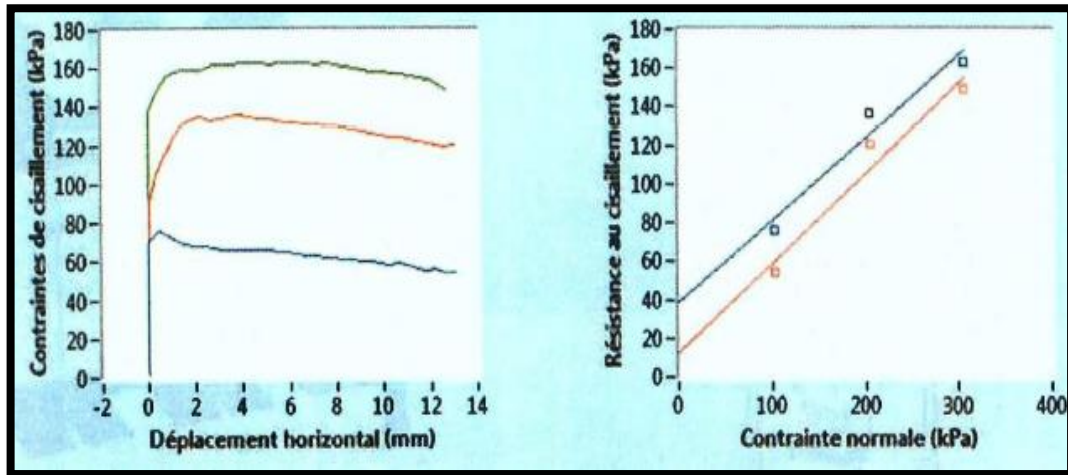


Figure 74: Les résultats d'essai de résistance au cisaillement à la boîte.

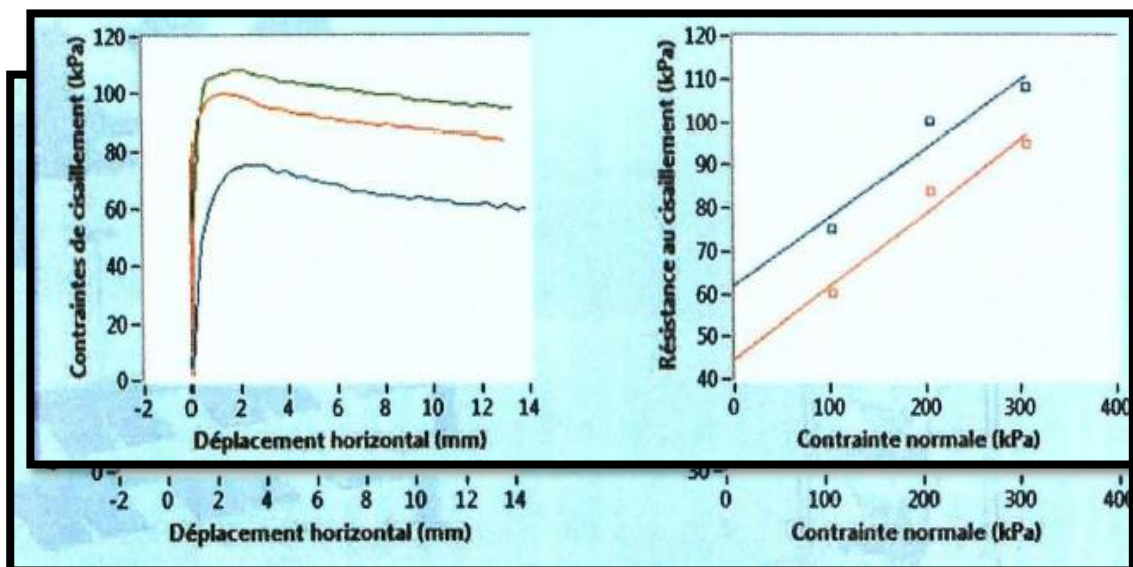


Figure 75: résultats d'essai 01 PK23+050 PR(3.1-3.5)m de résistance au cisaillement

Figure 76: résultats d'essai 02 PK23+050 PR(3.6-3.8)m de résistance au cisaillement

Le tableau 09 regroupe les résultats d'essai de résistance au cisaillement du sol reconstitué :

Tableau 09: variation de C et Φ en fonction de la teneur en eau.

Les essais	Essai 01			Essai 02			Essai 03		
La teneur en eau	41.13			22.33			24.93		
C (kpa)	12.90			51.95			61.69		
Φ (degré)	25.06			9.787			9.684		
Résistance au Cisaillement (KPa)	76.36	136.5	163.5	72.83	79.45	107.5	75.38	100.3	108.0

❖ **Résultats et Interprétation**

- ✓ La résistance au cisaillement « τ » augmente lorsque la teneur en eau « $w\%$ » diminue et cela renforcé l'idée de l'influence de la succion sur le Contrainte tangentielle.
- ✓ Avec l'augmentation de l'angle de frottement interne ϕ la teneur en eau diminue.

III.7.6 Essais œdométrique :

L'étude de la déformation des sols où massifs Peut être reproduit au laboratoire grâce à un appareil inventé.

Cette étude simule les configurations suivantes :

- Une surface horizontale très grande par rapport à son épaisseur ;
- Une charge appliquée uniforme et verticale ;
- Les possibilités des déplacements horizontaux nuls ;

L'appareil permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placé dans un cylindre rigide et de mesurer la variation ΔH de la hauteur H séparent les faces

supérieure et inférieure de l'éprouvette qui est éventuellement submergée, sont en contact avec des disques drainants.



Figure 77: L'odomètre

L'odomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compote deux parties :

- ✓ Une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- ✓ Un système de mise en charge.

III.7.6.1. Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (odomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. — Les poids : Les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série, chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète. Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier, pour nous les poids se constituent de :

0.5-1-2-4-8 (kg) —

Préparation de l'éprouvette : Le sol de l'essai est constitué de sable et de l'argile selon les proportions mentionnées. On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de l'oedomètre puis compactée à l'aide de la dame de compactage. Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur $H=15$ cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide. Les essais de compressibilité à l'oedomètre sont faits selon la procédure de Jennings et Knight (1975) qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 0.5, 1, 2, 4kg.

Ensuite, procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur du tassement, puis augmenter le chargement jusqu'à 8kg. Au cours de l'essai, les lectures des tassements sont relevées à 30s, 1min, 2min, 5min, 10min, 30min, 60min et 24h. (L'instant initial $t=0$, marque le commencement du tassement suite à l'inondation sous 200Kpa)

III.7.6.2. Exécution d'essai :

Une fois la bague contenant l'éprouvette de sol est dans la cellule, cette dernière est mise en place sur le bâti de chargement de l'oedomètre. Les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double de l'incrément précédent. Les tassements respectifs sont relevés sur le comparateur. Lorsqu'on arrive à une pression de 200 kpa (suggérée par Knight) et que le tassement soit complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), le programme des essais comporte l'inondation par l'eau distillée afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol.

Puis on la laisse pendant 24 heures. au cours de cette période on a relevé les lectures du comparateur aux instants suivants : **15 sec, 30sec, 1 mn, 2mn, 4mn, 8mn, 15mn, 30 mn, 1/2h, 1h, 4h, 24h** (l'instant initial $t=0$, marque le début du tassement après inondation sous 200 kpa).

Le test œdométrique est alors suivi à son chargement maximal limite.



Figure 78: Mode opératoire de l'essai œdométrique

III.7.6.2.1. Mise en place de l'éprouvette

Mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble trousse + échantillon dans le logement prévu à cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée à la partie inférieure.

III.7.6.2.2. La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la contrainte effective

A partir des résultats de l'essai de consolidation, on trace une courbe avec en ordonnée, sur une échelle arithmétique, les indices des vides en fin de palier de chargement ou de déchargement, et en abscisse, sur une échelle logarithmique, les pressions d'essai.

III.7.6.2.3. Programme des essais œdométriques

Tableau 10: Programme des essais œdométriques

N °essais	Teneur en eau(%)	N °de coup Ec
01	2	10
02	3	10
03	4	10
04	5	10

❖ Résultats d'essais œdométriques

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits dans l'objectif de vérifier si ces sols possèdent les propriétés des sols affaissables. D'après Y.M. Reznik (2000), la façon la plus précise pour évaluer le potentiel d'affaissement des sols à effondrement brusque et des loess, est l'essai œdométrique. En ce sens parvient la présentation des résultats de cette partie expérimentale. La variation des teneurs en eau fixation des énergies de compactage permet d'obtenir différentes courbes œdométriques dont l'allure est similaire à celle de Knight (1975), ceci signifie la justesse de la procédure expérimentale.

Les courbes œdométriques (e , $\log\sigma$) sont tracées sur les figures (79 jusqu'à 81).

Essai01 : (pk: 23+050) 03.10 - 03.50

Contrainte de chargement (kg /cm ²)	Indice des vides e_0
0,125	0,613
0,25	0,61
0,5	0,603
1	0,59
2	0,573
4	0,543
8	0,503
4	0,505
2	0,513
1	0,52
0,5	0,525
0,25	0,53
0,125	0,533

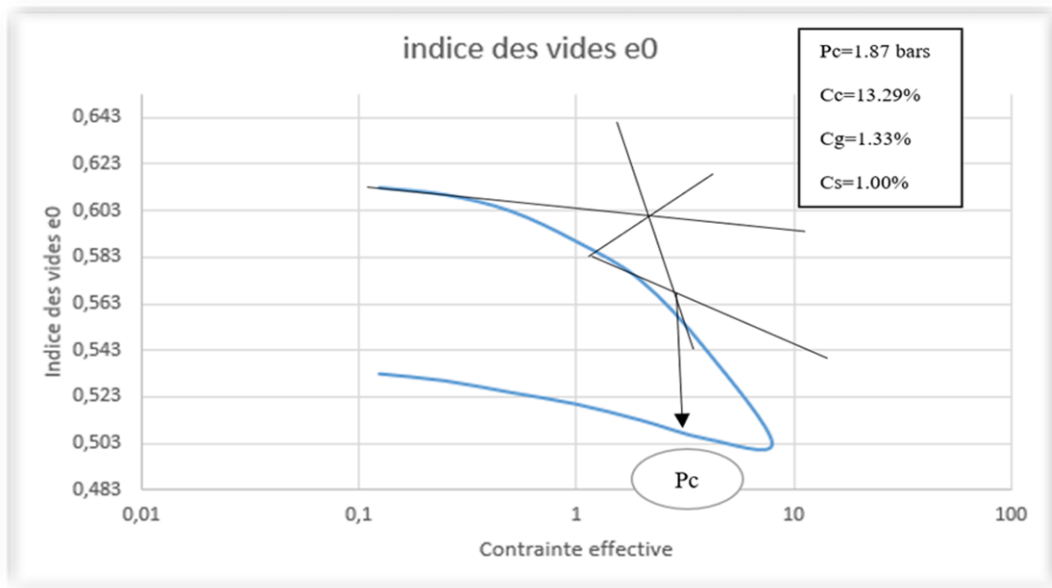


Figure 79: Courbe de la contrainte effective en fonction de l'indice des vides d'après la méthode de Schmertmann (1955) pour la profondeur 3,10 - 3,50 m.

D'après cette courbe, on calcule les paramètres suivants :

➤ **Coefficient de recompressions**

$$C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = -\frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1}$$

A partir de la pente de C_r , on observe qu'ils ont même pente, alors $C_r = C_s$.

➤ **Coefficient de compression**

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = -\frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1}$$

➤ **Coefficient de changement de volume m_v :**

$$m_v = \frac{C_s}{1 + e_0}$$

➤ **Le module œdométrique**

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v}$$

Essai 02 : (pk : 23+050) 03.60 - 03.80

Contrainte de chargement (kg /cm ²)	Indice des vides e0
0,125	0,785
0,25	0,78
0,5	0,762
1	0,743
2	0,71
4	0,675
8	0,625
4	0,623
2	0,625
1	0,633
0,5	0,635
0,25	0,637
0,125	0,639

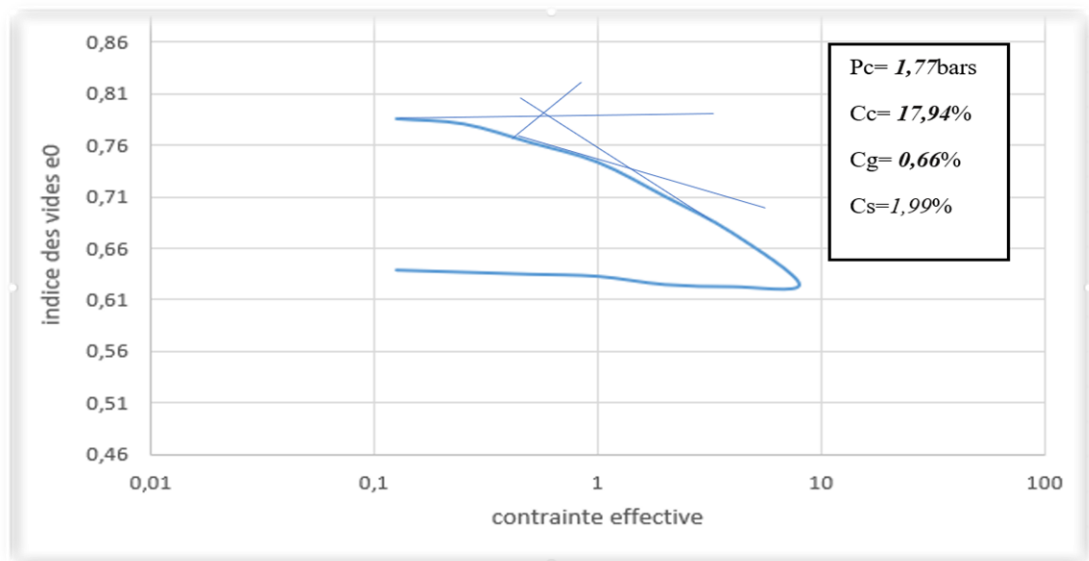


Figure 80: Courbe de la contrainte effective en fonction de l'indice des vides d'après la méthode de Schmertmann (1955) pour la profondeur 03.60 - 03.80m

Essai 03 : (pk : 23+050) 07.30 • 07.70m

Contrainte de chargement (kg /cm ²)	Indice des vides e0
0,125	0,778
0,25	0,77
0,5	0,755
1	0,74
2	0,715
4	0,675
8	0,62
4	0,628
2	0,64
1	0,65
0,5	0,665
0,25	0,678
0,125	0,69

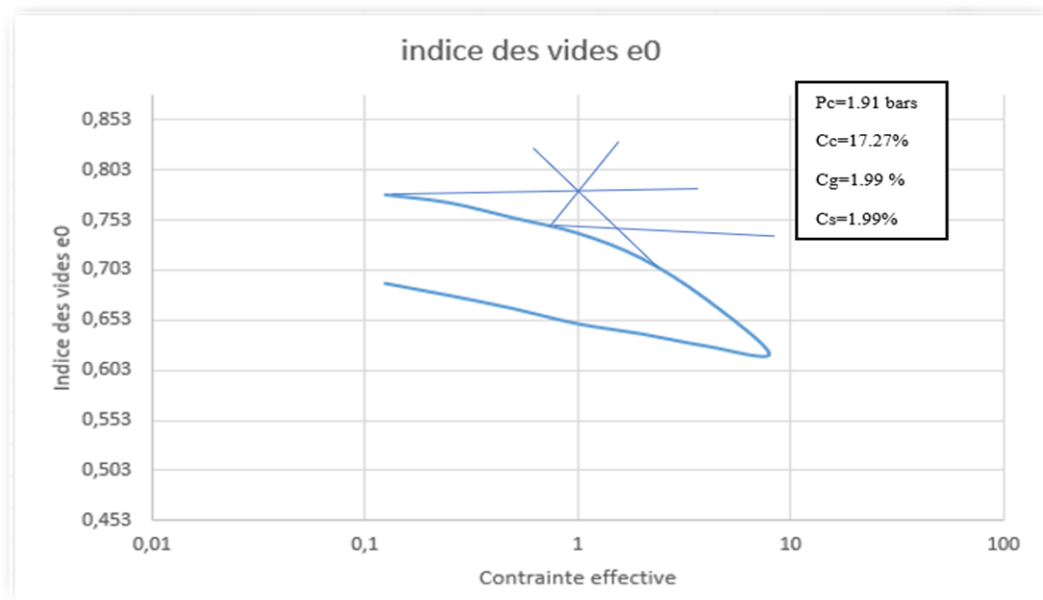


Figure 81: Courbe de la contrainte effective en fonction de l'indice des vides d'après la méthode de Schmertmann (1955) pour la profondeur 07.30 • 07.70m

✚ Interprétation de courbe oedomètre pour les différents essais :

D'après les observations sur la courbe, on a vu que la pente est aigüe, dans ce cas on ne peut pas calculer les paramètres suivants : C_c et C_s , mais on peut prendre les valeurs de la première sous-couche puisque la 1^{ère} sous-couche et la 2^{ème} sous-couche sont mêmes.

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre j'essayer de faire une identification de la zone d'étude en mentionnant leur géologie, géomorphologie et hydrogéologie et les différents essais réalisés in-situ et au laboratoire pour obtenir les paramètres intrinsèques des terrains pour connaître leur comportement.

CHAPITRE IV

APPLICATION ET L'ANALYSE DE PRE CHARGEMENT

IV.1 Introduction

Le préchargement consiste à l'ajout d'une charge de remblai supplémentaire, pour accélérer le tassement du sol compressible. Ils peuvent être utilisés après l'exécution des drains verticaux, afin d'accentuer l'effet de ceux-ci, cela sert à aider le sol à consommer plus rapidement les vides évacués par l'eau à l'aide des drains verticaux. Cette augmentation améliore la capacité portante des sols, et produit un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélère l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire.

IV.2. Définition et réalisation de préchargement

IV.2.1. Définitions :

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs Années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition Principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse Naturellement Le rechargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. 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 que les sols fins Et surtout argileux. Rechargement, en essayant d'obtenir par avance une partie au moins des déformations de Fluage.

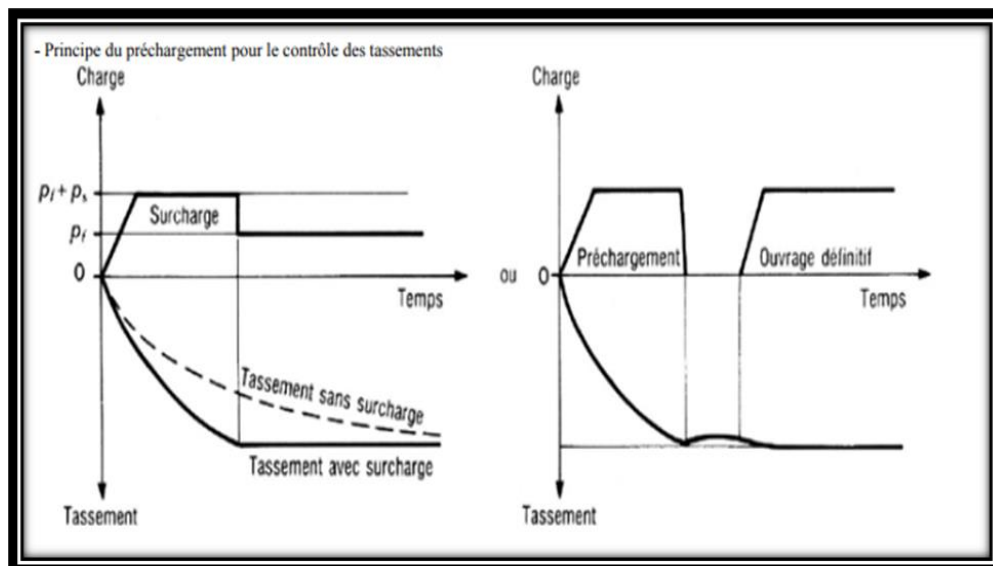


Figure 82: Principe du préchargement pour le contrôle des tassements

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 :

- 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.

IV.2.2. Analyses de Tassement

Les couches de sols fins notamment terre végétale, l'argile limoneuse brunâtre à vert jaunâtre consistante, la vase et l'argile limoneuse beige, sont calculés par la méthode odométrique, méthode basée sur les essais œdométriques réalisés en laboratoire, étant les plus significatifs pour ce type de sol. Ceux-ci permettent de déterminer les valeurs de tassement et d'estimer les temps de consolidation qui leur est associé. Les calculs sont effectués suivant les principes méthodologiques développés ci-après.

Calcul des tassements Selon la note méthodologique donnée par l'ONCF sur la ligne à grande vitesse, les autres types de tassement sont négligeables, notamment :

- ✓ Les tassements de reconsolidation qui se produisent dans le domaine sur consolidé, ils sont généralement plus rapides (C_v plus élevé et part de tassement instantané lié à l'absence de saturation parfaite du sol) que les tassements primaires.
- ✓ Le tassement de fluage qui est appliqué juste dans le cas des Tourbes.

Par conséquent, seuls les tassements primaires (tassements de consolidation) des couches de sol en question seront calculés.

Les tassements primaires sont calculés selon les formules tirées de la courbe œdométrique (Figure 84) comme suit :

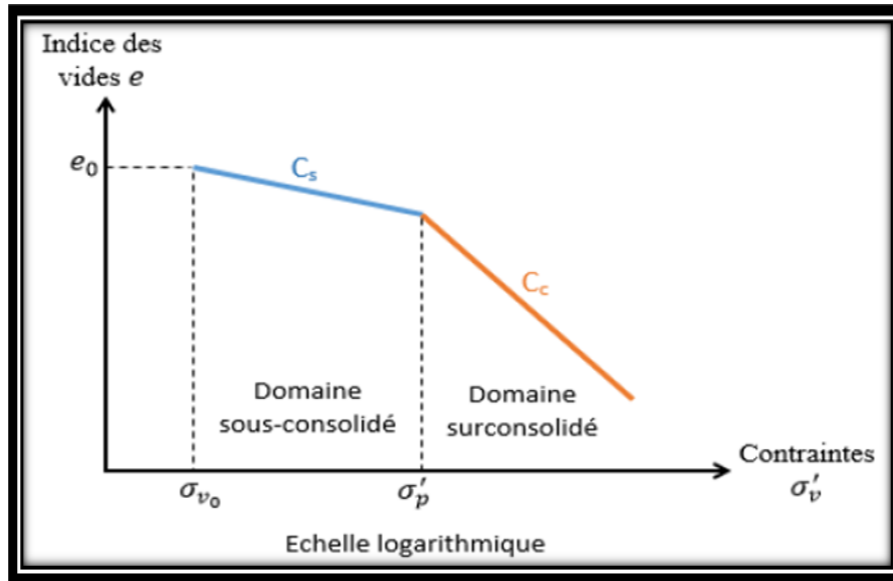


Figure 83: Courbe œdométrique

Pour le cas sous-consolidé $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma < \sigma'_p$

$$s_c = \frac{C_s}{1 + e_0} \times h \times \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$$

Pour le cas sur-consolidé $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma \geq \sigma'_p$

$$s_c = 1 + \frac{C_s}{1 + e_0} \times h \times \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} + C_s \times h \times \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Avec :

h : épaisseur de la couche compressible (en mètres),

Cc : indice de compression,

e0 : indice des vides initiaux,

σ'p: contrainte de préconsolidation.

σ'v0: contrainte verticale initiale dans le sol (en kPa), telle que :

$$\sigma'_{v0} = \gamma d \times h \dots \dots \dots (14)$$

Avec **γd** le poids volumique du sol déjaugé pour prendre en compte la condition la plus défavorable qui est le sol totalement immergé dans l'eau $\gamma d = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_{sat} - 10$

Δσ : surcharge verticale apportée (en kPa) par le remblai et les charges d'exploitation qui s'écrit:

$$\Delta\sigma(z) = (\gamma_r H_r + \Delta\sigma_c) \cdot I(x, z) \dots \dots \dots (15)$$

Où :

$\gamma_r.H_r$: poids volumique et hauteur du remblai,

x : Distance d'un point par rapport à l'axe du remblai (à l'axe $x = 0$).

$\Delta\sigma_c$: Les charges d'exploitation ferroviaire 30 kPa

$I(x, z)$: Facteur d'influence (fonction des dimensions du remblai, et de la profondeur z), qui permet de prendre en compte l'atténuation des contraintes en fonction de la profondeur. Il est déterminé à partir de l'abaque d'Österberg (semelle trapézoïdale de longueur infinie) ou à l'aide de la formule tirée du même abaque, qui permettra de programmer les calculs sur Excel.

Remarque :

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

❖ **Effet d'une surcharge rectangulaire uniforme q :**

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

$$\Delta\sigma_v = I \cdot q \dots \dots \dots (16)$$

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

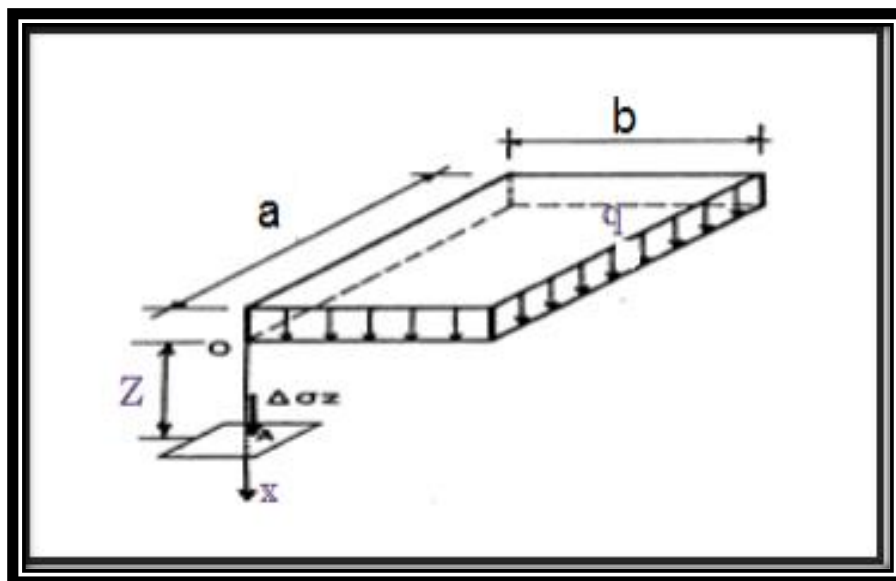


Figure 84 : Charge uniforme rectangulaire.[14]

❖ Effet d'un remblai semi-infini :

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

$$\Delta\sigma_v = 2 \cdot I \cdot \gamma_r \cdot H_r \dots \dots \dots (17)$$

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

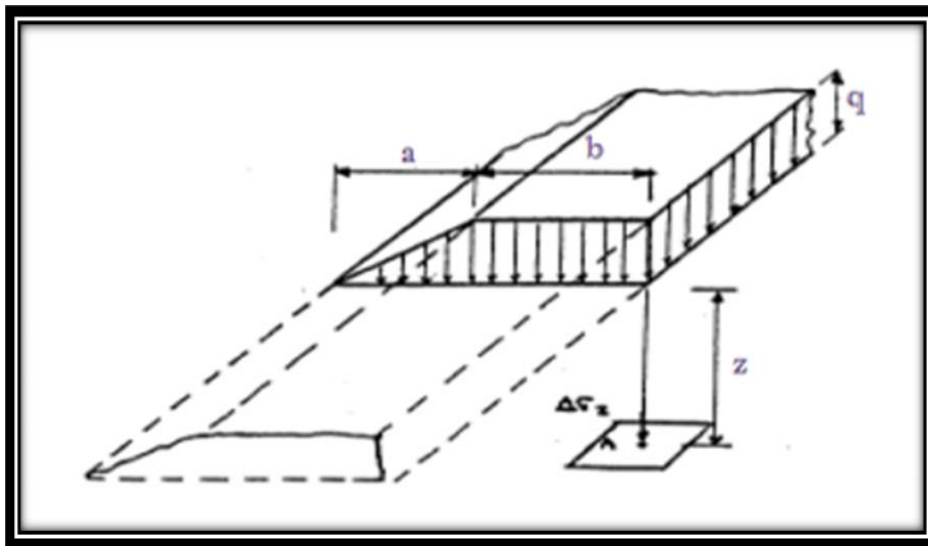


Figure 85 : Remblai semi infini (forme trapézoïdale). [14]

IV.2.1.2 Etapes de calcul des tassements :

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

1. Découpage de la couche sol en (n) sous- couches suffisamment minces (1m) ;
2. Calcul de la contrainte verticale effective de sol (σ'_{v0}) ;
3. Calcul de la contrainte verticale produite par une surcharge uniforme ($\Delta\sigma_v$) ;
4. Calcul de la contrainte effective finale ($\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$).

• Caractéristiques prises en compte pour les calculs

Les caractéristiques prises en compte dans le calcul sont les suivantes :

❖ Remblai :

Largeur $B = 10,24\text{m}$, $a = 6,83 \text{ m}$.

Hauteur $H = 9,002 \text{ m}$.

Matériau remblai $g = 18 \text{ kN/m}^3$, $g' = 9,73 \text{ kN/m}^3$.

❖ **Couche**

Epaisseur égale à 20 m argile limoneuse

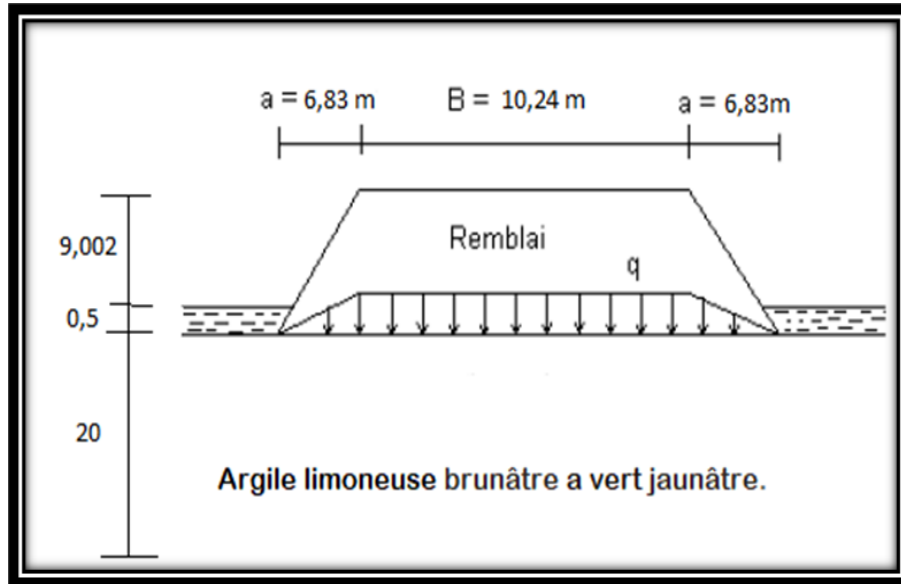


Figure 86: caractéristiques géométriques prise dans le calcul

IV.2.2.1 Hypothèses :

- ✓ Le remblai apporte au niveau du sol de fondation des charges qui sont Proportionnelles à son poids volumique g ;
- ✓ La contrainte à la base du remblai est de répartition trapézoïdale d'intensité Maximale γH .

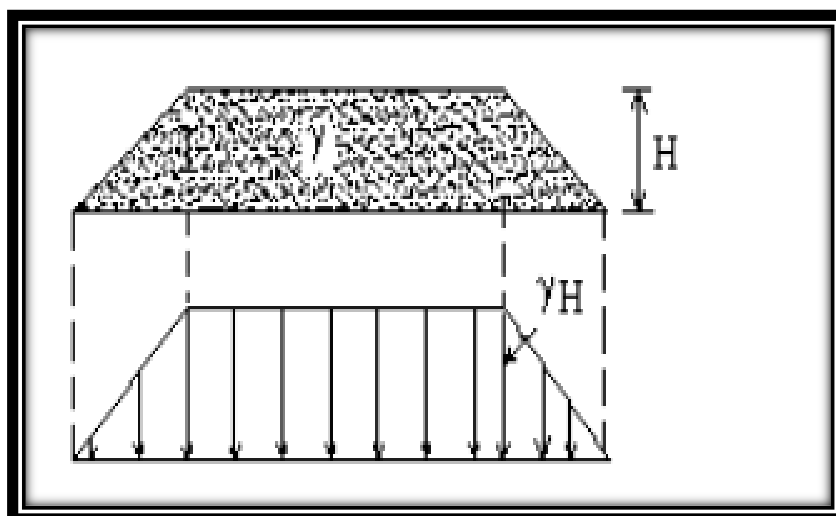


Figure 87: répartitions de la contrainte

✓ Il est très difficile, pour ne pas dire impossible de déterminer ne serait – ce que Les directions des contraintes principales dans la couche compressible. Ces directions ne sont connues que sous l’axe du remblai où elles restent constamment verticales et horizontales par suite de la symétrie. Dans cette zone centrale comme la couche de sol mou est d’épaisseur assez faible par rapport à la largeur du remblai $(\frac{b}{h}) > 1$, on constate que la déformation latérale est quasiment nulle, la contrainte verticale ayant pour valeur $\sigma = g \cdot H + \Delta\sigma z$ pour que le tassement soit maximal dans l’axe du remblai.

✓ Où $\Delta\sigma z$ Contrainte effective L’estimation des tassements sous un remblai se fait donc dans son axe.

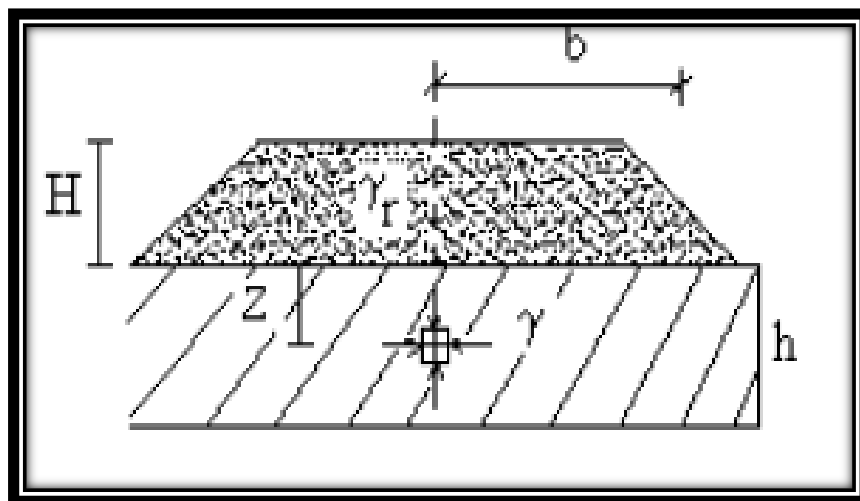


Figure 88: Direction de la contrainte dans la zone centrale

Application :

$$m = \frac{a}{z} = \frac{6.83}{20} = 0.3415m$$

$$n = \frac{b}{z} = \frac{10.24}{20} = 0.5m$$

Iz = f(m, n)

En prenant (m = a/z) et (n = b/z), alors on obtient la formule suivante :

$$I_z = \left[\frac{1}{\pi} \right] \cdot \left[\frac{m+n}{m} \right] \cdot \tan^{-1}(m + n) - \left(\frac{m}{n} \right) \tan^{-1}(n) \dots \dots \dots (18)$$

Donc : **I=0.3**

avec :

σ_v : 147 kpa

P_c : 187 kpa

e_0 : 0.613

$$\Delta\sigma = q \times I \dots \dots \dots (19)$$

$$q = \gamma \times H$$

Pour la charge de q :

$$q = 18 \times 9.002 = 162.036 \text{ kpa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma = q \times I = \Delta\sigma = 162.036 \times 0.3 = 48.61 \text{ kpa}$$

On a: $\sigma'_v + \Delta\sigma \geq \sigma'_p$

$$162.036 + 48.61 \geq 187 \text{ kpa}$$

Donc:

$$s_c = \frac{0.01}{1 + 0.613} \times 20 \times \log + \frac{187}{147} + \frac{0.1329}{1 + 0.613} \times 20 \times \log \frac{147 + 48.61}{187}$$

$$\Delta H = (0.12 \times 0.1) + (1.64 \times 0.017)$$

$$\Delta H = 0.012 + 0.027 = 0.039 \text{ m}$$

$$= 3.9 \text{ cm}$$

On trouve

$$S_c = 3.9 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de tassement plus la charge de voie ferre :**

Après la charge :

$$\Delta\sigma = q \times I \dots \dots \dots (20)$$

La contrainte totale :

$$\Delta\sigma = q \times I + q \dots \dots \dots (21)$$

Pour la charge de q :

$$q = 18 \times 9.002 + 150 = 162.036 \text{ kpa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma=q \times I= \Delta\sigma=162.036 \times 0.3=312.036 \text{ kpa}$$

On a: $\sigma'v_0 + \Delta\sigma \geq \sigma'p$

$$162.036 + 312.036 \geq 187 \text{ kpa}$$

Donc :

$$sc = \frac{0.01}{1 + 0.613} \times 20 \times \log + \frac{187}{147} + \frac{0.1329}{1 + 0.613} \times 20 \times \log \frac{147 + 312.036}{187}$$

$$\Delta H = (0.12 \times 0.1) + (1.64 \times 0.38)$$

$$\Delta H = 0.6352 \text{ m} = 63.52 \text{ cm}$$

Le tassement global du sol est alors de **63.52 cm** un tassement inadmissible pour le cas de la la voie ferre Afroun- Tipaza dans les Pk 23+000 et 24+000.

Le calcul de consolidation, a été réalisé en utilisant l'équation indiquée ci-dessous.

$$Sc = q \times H \times mv \times \mu \dots \dots \dots (23)$$

Soit,

Sc: Tassement de consolidation

q: Pression additionnelle sur le sol compressible

H: Epaisseur du sol compressible

mv: Coefficient de réaction volumétrique du sol compressible

μ: Coefficient de Skempton et Bjerrum Pour μ, le coefficient de Skempton et Bjerrum; les valeurs typiques ont été fourni par Craig (1997) dans le tableau ci-dessous. Dans les analyses de tassement, on prend en compte μ=0,5.

$$Sc = 150 \times 9,002 \times 0,0006 = 0,40\text{m} = 40\text{cm}$$

 **Interprétation de formule :**

$$\checkmark \quad 150 = 9,002 \times 17$$

9,002 → épaisseur de couche compressible.

17 → poids volumique de remblai

150 → la charge utilisée dans le domaine de voie ferré

La valeur de tassement obtenue comme 64 cm au total, n'est pas acceptable pour les remblais

Des voies ferrées et cette valeur est si élevée, qu'elle peut causer des dommages réalisation.

Par conséquent, il faut étudier la relation entre le tassement et le temps, en prenant en compte la phase et la durée de la construction des remblais à réaliser.

Selon la théorie de la consolidation, la durée de tassement est calculée grâce à l'équation ci-dessous,

En prenant en compte le processus de la phase de construction.

$$\mathbf{T_c = c_v \times t_c / H_d^2 \dots \dots \dots (24)}$$

$$\mathbf{T_v = c_v \times t_v / H_d^2 \dots \dots \dots (25)}$$

En fonction des valeurs obtenues de T_c et T_v , le ratio moyen de consolidation qui aura lieu, sera calculé.

Soit ;

T_c : Facteur de temps sans unité lié à la durée de construction ;

T_v : Facteur de temps sans unité ;

c_v : Coefficient de consolidation ;

t_c : Durée de construction ;

t_v : Durée ;

H_d : Longueur du drainage.

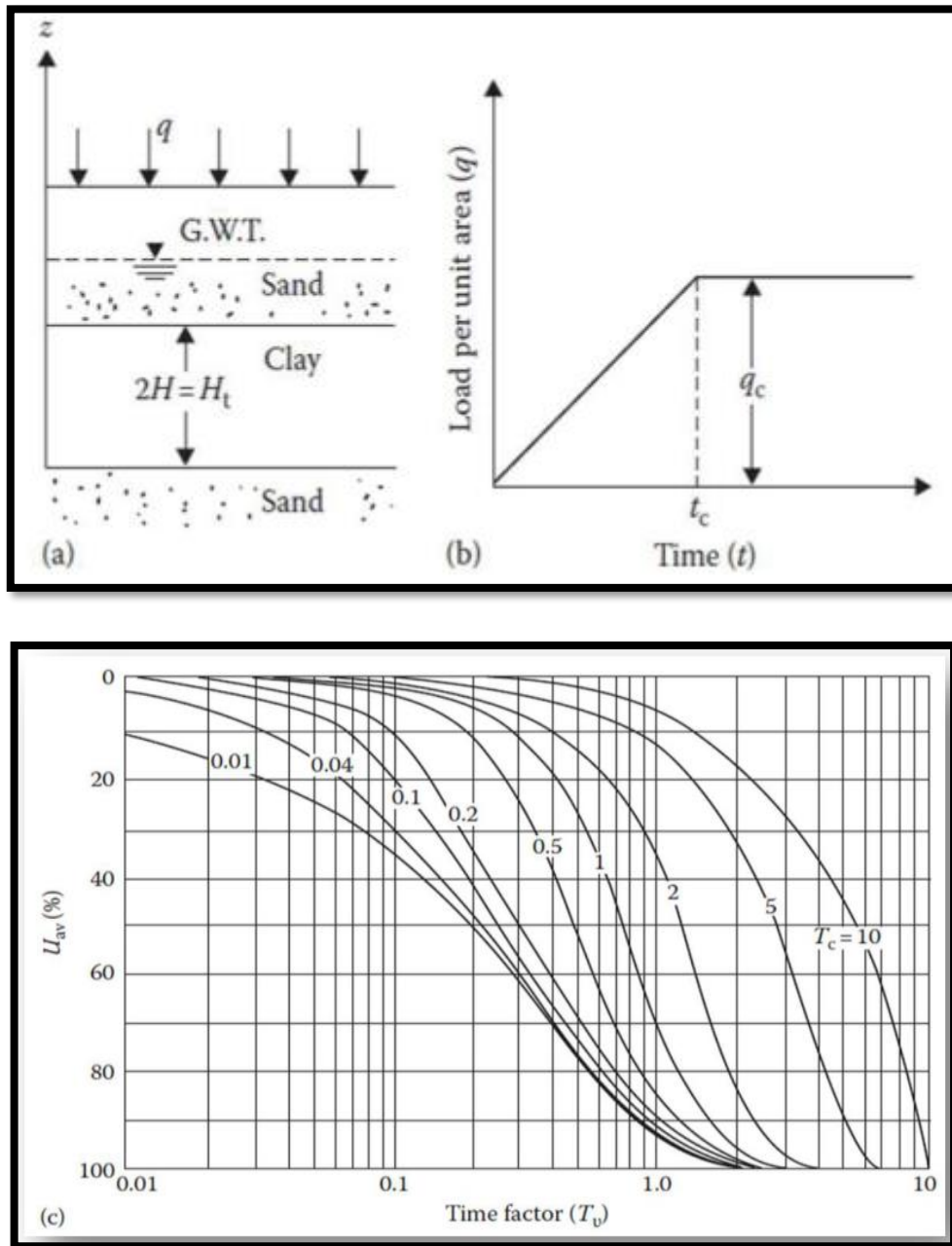


Figure 89: Mécaniques des Sols Avancés

$$U_{av} = St/Sc \dots \dots \dots (26)$$

Soit ;

St : La quantité de tassement de consolidation liée à la durée de construction des travaux ;

Sc : La quantité de tassement de consolidation.

Le calcul de la quantité et de la durée de tassement de consolidation est indiqué ci-dessous, en

admettant que la construction du remblai de voie ferré sera terminée dans 6 mois.

$$T_{c,1} = c_v \times t / H_d^2 = 10 \times 0,67 / 9,002^2 = 0.18$$

$$T_{v,1} = c_v \times t / H_d^2 = 10 \times 0,67 / 9,002^2 = 0.18$$

$$T_{c,1}=0.18; T_{v,1}=0.18 \rightarrow U_{av,1}=\%25$$

$$s_{c,1}=64 ;$$

$$s_t = s_c \times U_{av}$$

✚ Interprétation de formule :

$C_v=10\text{m}^2/\text{année}$ à partir de la Figure (figure90)

$t=8 \text{ mois}=2/3 \text{ an}=0.67 \text{ an.}$

$H_d=9,002.$

$U_{av,1}=\%25 \rightarrow$ à partir de (la Figure 90).

$$s_{t,1} = 64 \times 0,25 = 16\text{cm.}$$

Pendant la durée de la construction, il y aura lieu un tassement de consolidation de 16 cm au total. Par conséquent, il a été étudié la situation de la mise en attente pendant une durée de 6 mois après l'achèvement de la production de remblai ; et le passage à la production de la superstructure par la suite.

IV.3 Modélisation

IV.3.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés nœuds. Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème

consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (nœuds). Ainsi, on obtient une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée du problème pour les éléments.

IV.3.2 Type de modèle

PLAXIS peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymétrique). Les modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte. Les modèles axisymétriques (Axisymmetric) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. À noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de modèles en déformations planes ou d'axisymétrique a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

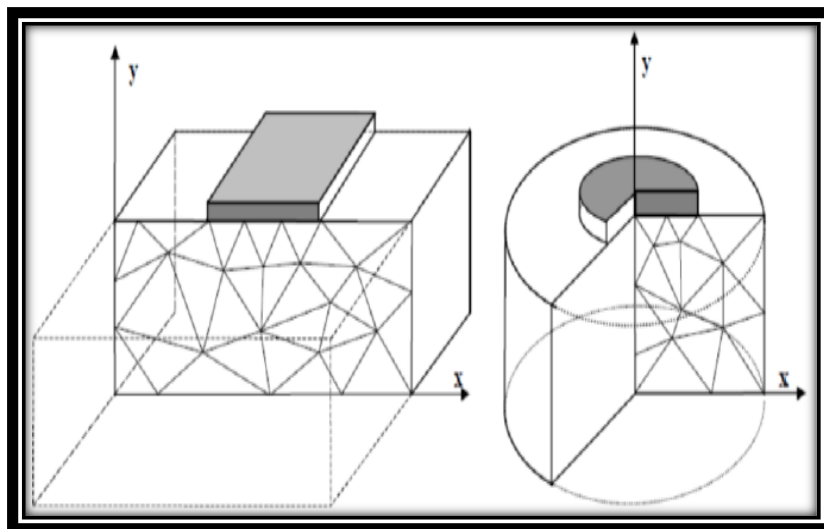




Figure 90: Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

IV.3.3 Discrétisation en 2D

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis à deux dimensions de but spécial utilisé pour effectuer analyse de déformation, de stabilité et de flux pour différents types d'applications géotechniques. Des situations réelles peuvent être modélisées par une déformation plane ou un modèle axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique qui permet aux utilisateurs de rapidement générer un modèle de géométrie et de maillage éléments finis basés sur un vertical représentant coupe transversale de la situation à portée de main. Les utilisateurs doivent être familiers avec les fenêtres environnement. Pour obtenir une connaissance rapide des principales caractéristiques de PLAXIS, utilisateurs devraient collaborer avec les problèmes de l'exemple figurant dans le manuel de tutoriel. Le manuel de référence est destiné aux utilisateurs qui veulent plus d'informations sur fonctions du programme, le manuel couvre des sujets qui ne sont pas couverts de manière exhaustive dans le tutoriel manuel. Il contient également des informations pratiques sur la façon d'utiliser le programme PLAXIS pour une grande variété de types de problème. L'interface utilisateur se compose de deux sous-programmes (Input and Output) :

 Le programme d'entrée « Input » c'est un préprocesseur, qui sert à définir le problème géométrie, pour créer le maillage éléments finis et de définir les phases de calcul.

 Le programme de sortie « Output » est un post-processeur, qui est utilisé pour inspecter les résultats des calculs dans une deux vue dimensions ou dans les sections efficaces et pour tracer des graphiques (curves) des grandeurs de sortie des points de la géométrie sélectionnée.

IV.4. Partie pratique

Le renforcement des sols compressibles avec des tuyaux de drainage préchargés est une technologie alternative qui peut réduire et homogénéiser le tassement des voies ferrées, des remblais et des bâtiments industriels. Ici, nous nous intéressons au tassement et au tassement du remblai sur les argiles limoneuses.

Par souci de simplicité, nous choisissons ici de remplacer le remblai (et les propriétés mécaniques du remblai) par uniquement la contrainte verticale égale à son propre poids (égal à 245kpa).

Dans la première étape de la construction rapide, on suppose que le sol n'est pas drainé. La surpression interstitielle peut alors se dissiper jusqu'à ce que la valeur de surpression interstitielle soit inférieure à 1KPa. C'est à ce moment-là que nous appliquons la deuxième étape de chargement, puis que nous fusionnons. Ce processus de chargement est généralement utilisé pour la construction de remblai sur les argiles limoneuses.

IV.4.1 Saisie des données

Etape 1 : Paramétrage général du projet

S'agit de définir le modèle « état plan de déformation », que les coordonnées de limitations du profil, ainsi que d'autres caractéristiques générales (Figure 92)

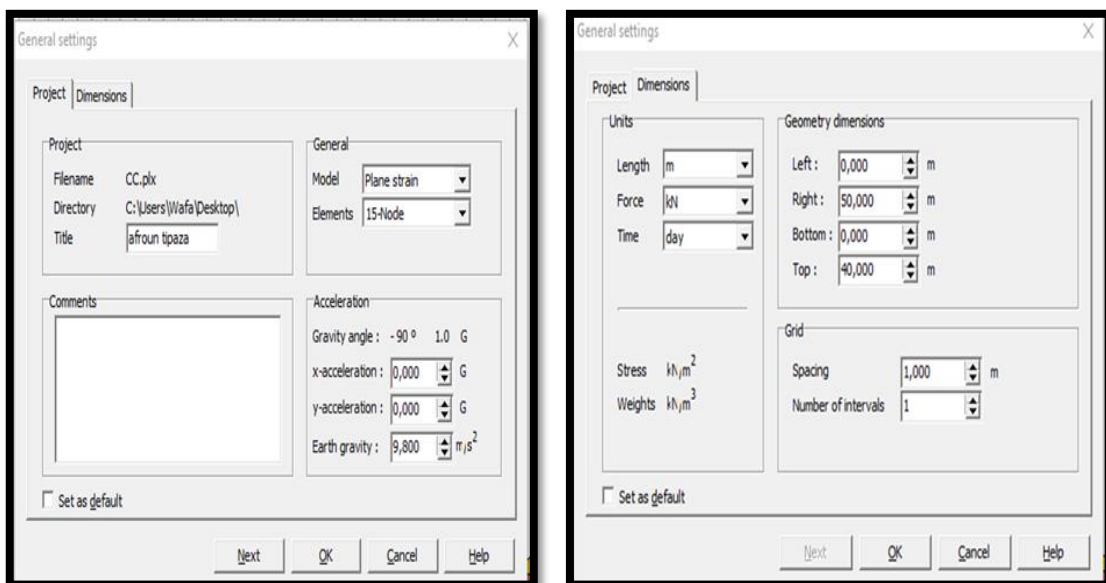


Figure 91: Paramètres générales sur le logiciel Plaxis

Etape 2 : *Dessin du profil en travers en délimitant l'épaisseur de chaque couche.* Il est recommandé que les distances de part et d'autre du remblai doivent être supérieures à 2 fois la largeur inférieure du remblai.

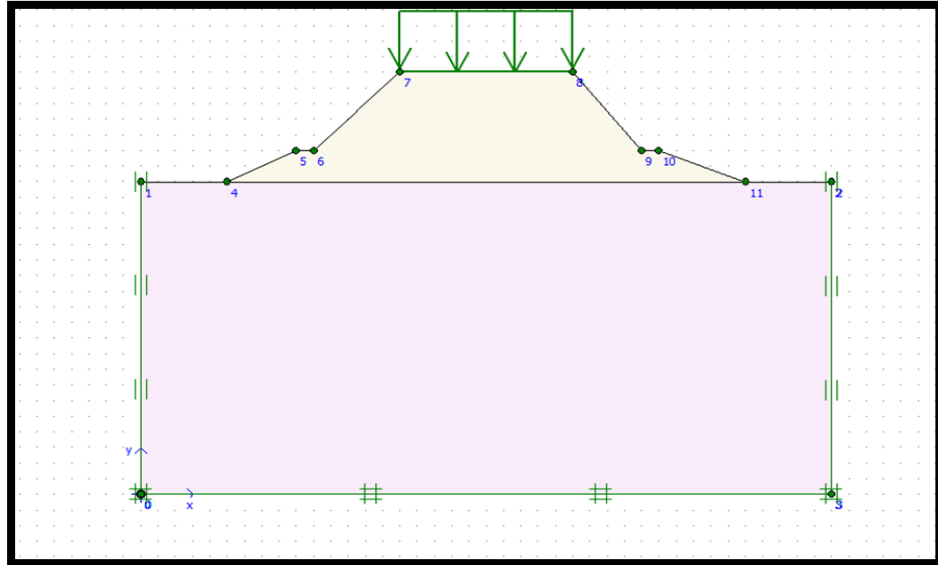


Figure 92: *Profil en travers sur plaxis*

Etape 3 : *Définir les caractéristiques de chaque couche.*

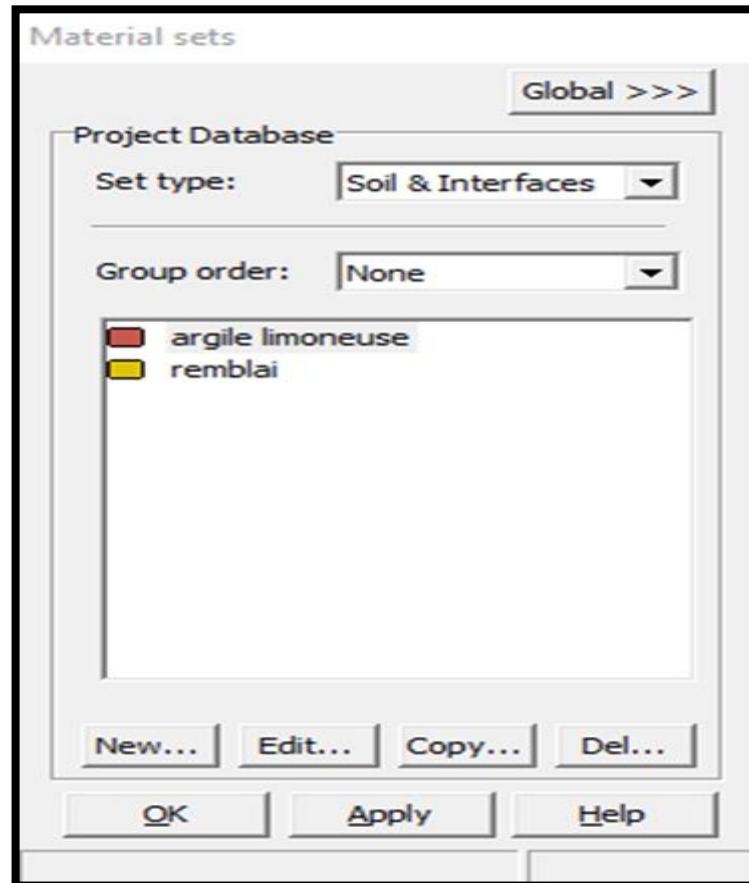


Figure 93: Paramètres des couches saisis sur Plaxis

Cas des sols granulaires :

- ✓ Les paramètres sont saisis à l'aide du modèle Mohr Colomb (MC)

Soft soil model - argile limoneuse

General Parameters Interfaces

Material Set

Identification: argile limoneuse

Material model: Soft soil model

Material type: UnDrained

General properties

γ_{unsat} : 20,000 kN/m³

γ_{sat} : 25,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000E-11 m/day

k_y : 1,000E-11 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Soft soil model - argile limoneuse

General Parameters Interfaces

Stiffness

λ^* (lambda*): 0,358

κ^* (kappa*): 0,054

Strength

c: 42,000 kN/m²

ϕ (phi): 16,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

Use alternatives

C_c : 1,3290

C_s : 0,1000

e_{min} : 0,6130

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure 94: Paramètres du remblai

IV.4 Le maillage

On peut alors lancer la génération automatique du maillage (Figure 96)

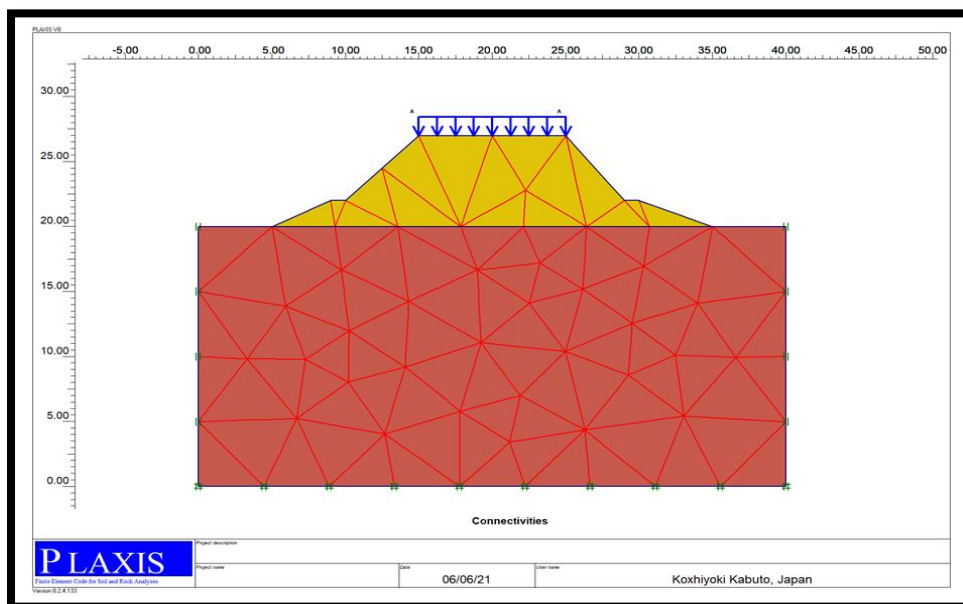


Figure 95: Maillage du problème

IV.4.2 Conditions initiales

Valider le poids volumique de l'eau.

On peut alors lancer le calcul... Le résultat obtenu donne un tassement de 64,8cm

Plaxis propose par défaut la valeur de k_0 selon la formule de Jaky ($k_0 = \sin \phi$) qui sert à déterminer les masses des couches de sol et par la suite les contraintes totales

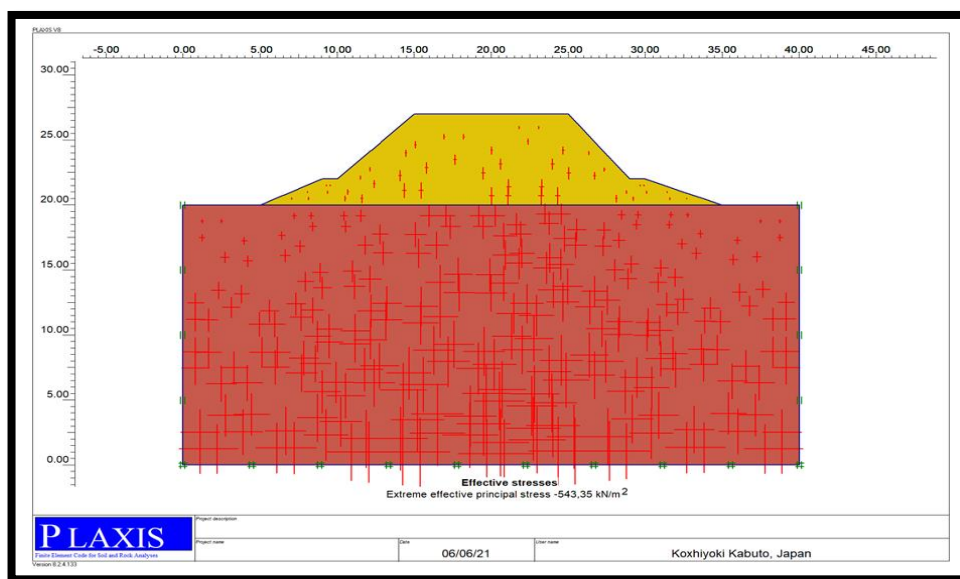


Figure 96: Contraintes totales.

IV.4.3 Calcul des résultats

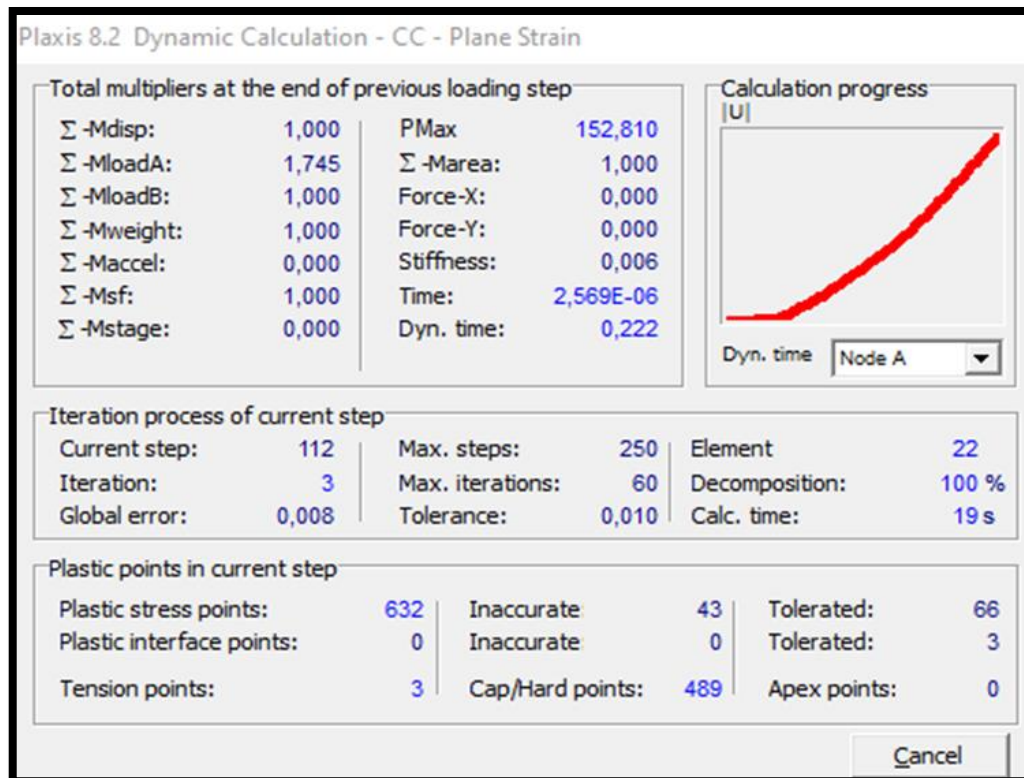


Figure 97: calculation dynamique

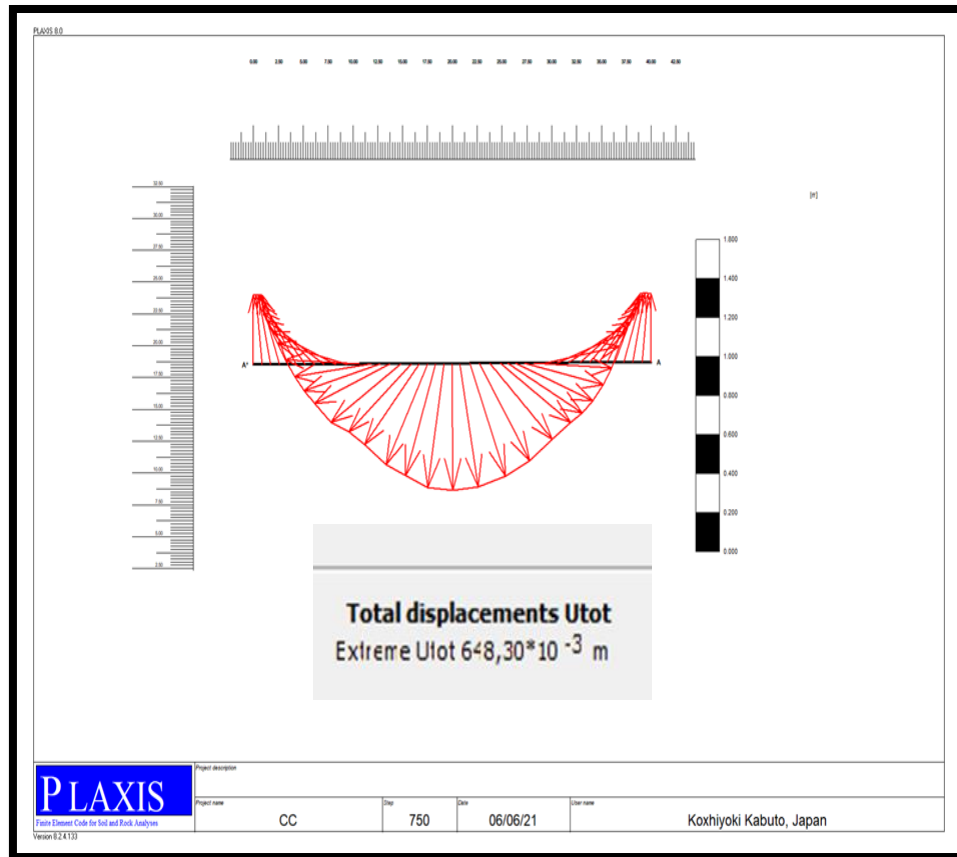


Figure 98: Déformée sur plaxis.

Le tassement total obtenu par le logiciel Plaxis est un tassement total de 64.8cm.

IV.4. Conclusion

Les résultats du calcul par Plaxis donnent un tassement global supérieur à 64.8cm largement convergent aux résultats analytiques (63.52cm).

Ceci peut être dû à l'accumulation des écarts des corrélations utilisées par le logiciel pour chaque élément fini. On peut recommander d'étudier l'influence des différents paramètres pris en compte par les calculs et d'établir d'autres modèles plus représentatifs pour affiner les calculs.

Conclusion Générale

Ce travail de mémoire a été effectué dans le but d'approfondir nos connaissances relatives à l'étude des remblais sur sols compressibles.

Les recherches bibliographiques nous ont permis de constater que les remblais présentent des problèmes primordiaux lorsqu'ils sont fondés sur des sols compressibles de la zone de la réalisation de projet. Plusieurs problèmes ont été développés dans les réseaux ferroviaires, notamment le tassement.

Les sols compressibles sont caractérisés par une faible capacité portante qui peut provoquer des tassements en raison de la forme trapézoïdale du remblai. Sous l'effet du poids du remblai, la stabilité de ce type de sol est généralement obtenue en : modifiant la géométrie du remblai en réduisant la pente ou par la construction de bermes de contrepoids.

- Pour réduire le temps de consolidation et accélérer le rythme de la construction, la préchargement est souvent utilisés.

Les résultats obtenus montrent que :

- ✓ Les tassements maximaux se produisent à la fin de la phase de consolidation et sont situés sous l'axe du remblai avec ou sans amélioration ;
- ✓ Le tassement est toujours important et se produit lentement ;
- ✓ Les déformations horizontales maximales ont été produites sous le pied du remblai ;
- ✓ La technique de préchargement contribue à la diminution des déformations ;
- Dans le contexte du sujet discuté, de nombreuses perspectives d'études ultérieures peuvent être envisagées :
 - ✓ La caractérisation géotechnique détaillée du sol compressible ;
 - ✓ Validation des résultats numériques par des mesures sur site ;
 - ✓ Utilisation d'autres techniques d'amélioration du sol.

Bibliographies

- [1]: ZIGHMI, Imène-Bassma. Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Tizi Ouzou.
- [2] :BERRAH Yacine. Étude mécanique et minéralogique des sols gonflants de la région de Tébessa N.E Algérie.
- [3] :Ptc. faat. Amélioration de sols PTC. 2015.
- [4] :cours_sans-inclusions_ouvrages-maritimes_procedes-generaux-de-construction. Paris : s.n., 2003.
- [5]:Bakir nassima : (Traitement d'un sol affaissable par de forts teneurs en déchets d'aluminium) mémoire de master de génie civile université de M'sila (2015/2016)
- [6] :BELOUAHRI BRAHIM : (Influence du compactage et de la teneur en argile sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement) mémoire de master en génie civil ; Université Mohamed Boudiaf - M'sila (2016/2017)
- [7]: BELOUAHRI BRAHIM : (Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de Résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement) mémoire de master en génie civil ; Université Mohamed Boudiaf - M'sila ; (2015/2016)
- [8]: Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. etude-et-realisation-des-remblais-sur-sols-compressibles. PARIS : s.n., 2000
- [9]: K. Barthélémy AKOUETE, caractérisation géotechnique des sols compressibles de la commune de cotonou, UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)
- [10]: LAGAGNA Lotfi , LAIMOUCHE Amar Amine , Influence des tassements sur la stabilité des bacs de stockage énergétique. Université A. MIRA-Bejaia 2015/2016
- [11]: J.P. Mania, Déformabilité des sols tassements et consolidation, Technique de l'ingénieur, C214-2, 2000
- [12]: BENKHELIFA Khadidja et CHEGROUCHE Aymene , Détermination de la déformation axiale d'un sol par l'essai oedométrique 2019.
- [13]: Robitaille V., Tremblay D., Mécanique des sols : théorie et pratique, Canada, Modulo éditeur,1997.

[14]: S. D. Ghislain HOUNLELOU ,Thème : Etude du comportement des sols compressibles de la dépression de la Lama : Contribution à l'étude et à la mise en oeuvre de remblais pour la plateforme de chaussée de la route TOFFO-LALO, UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

[15]: Magnan J.P., « Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation » Techniques de l'Ingénieur, 2013.

[16]: S. BENKACI, L. OUBRAHAM, Calcul des fondations et étude de la stabilité du site d'implantation de la station d'épuration de Sidi Aich, wilaya de Bejaia, Mémoire de master, Université de Bejaia, 2016, 87 pages

[17]: Etude de la réalisation d'un remblai routier sur sol compressible : Cas de la 4ème rocade

[18]:Dr. Mounir Bouassida 2011, Amélioration des sols en place 'introduction à la géotechnique ', Université Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunisie

[19], [22], [25] : Rouabhia El Houssayne, Zedadra Hanane, Amélioration des sols Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma juin 2017

[20] :Mr. MOUHOUBI. Locif, Mr. MAZROU. Idris, Mémoire de fin d'étude, étude d'un tronçon autoroutier sur un sol compressible, Présenté à l'Université de Bejaïa 2014-2015

[21] :Magnan J. P. (1983). Théorie et pratique des drains verticaux. Edition Technique et Documentation – Lavoisier. Paris.

[23]: O. COMBARIEU, amélioration des sols par inclusions rigides verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres, Rev. Franç. Géotech. n° 44, p.p.57-79 (juillet 1988) .

[24]:Barry *et al.*, 1995 ; Card etCarter, 1995 ; Wood, 2003 ; Quigley *et al.*, 2003 ; Stewart *et al.*, 2004 ; Collin *et al.*,2005)(Habib *et al.*, 2002 ; Lambrechts *et al.*, 2003 ; Wang et Huang, 2004).d'accès (Holtz et Massarsch, 1976 ; Holmberg, 1978 ; Reidet Buchanan, 1984 ; Combarieu *et al.*, 1994 ; Forsman *et al.*, 1999 ; Lin et Wong,1999 ; Mankbadi *et al.*, 2004 ; Plomteux *et al.*, 2004).

[26]: FOUGHALI Nahla, AMELIORATION DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN SOL PAR COLONNES BALASTEES,mémoire de master université de bordj badji Mokhtar Annaba année 2019

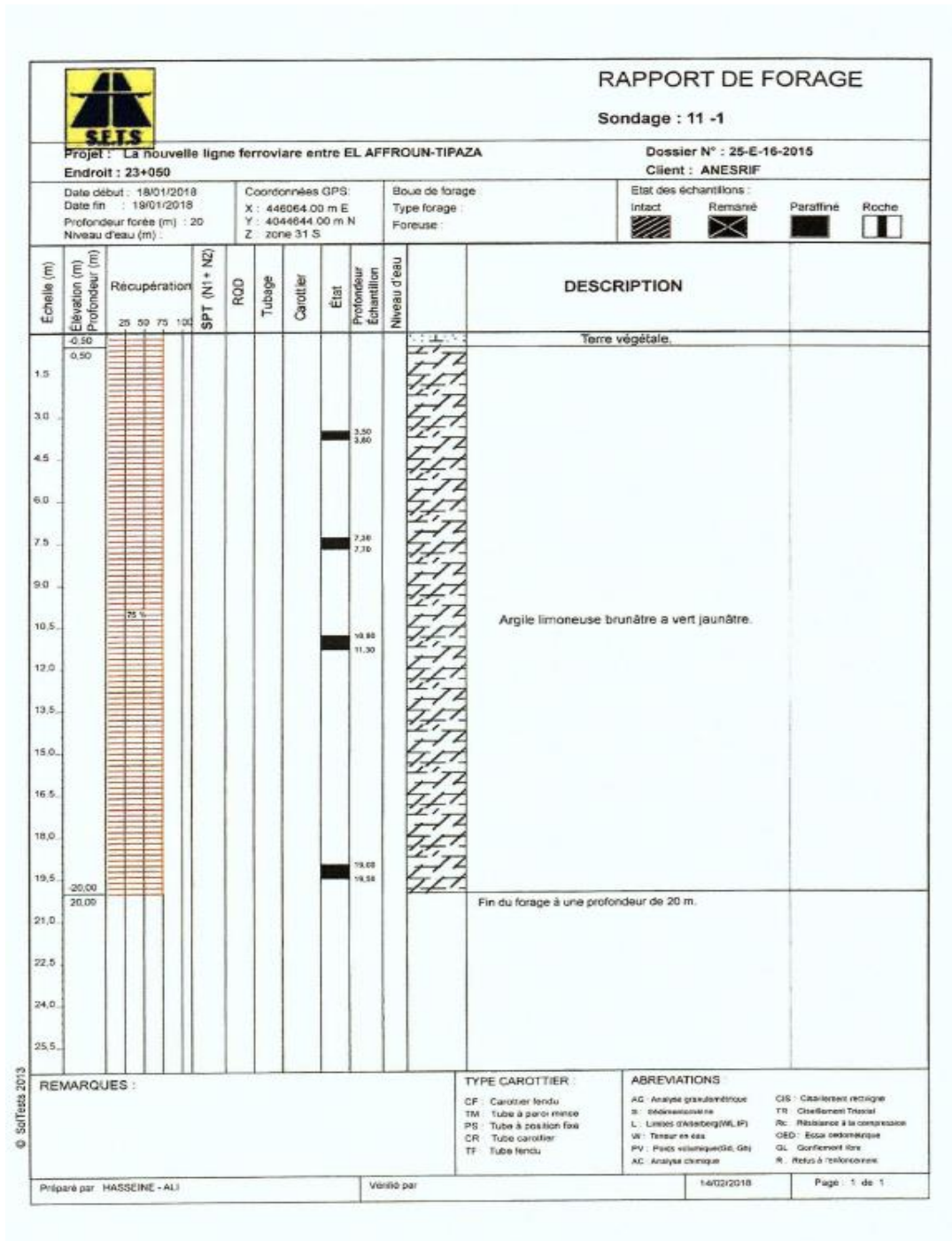
[27]: Douakha **Haroun et Mohamedatni Hamza**, Amélioration des sols mémoire de master Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma juin 2018.


[28]:**Mirech.Amina**, utilisation des geosyntheticques en geotechnique routiere,mémoire master Présenté à l'Université de Guelma juin 2013.

[29] :**SARSSAR Mostafa** (Ingénieur génie Civil au LPEE), Remblai sur zone compressible l Cas de R3078 du TOARC2 au niveau de la LGV Kenitra-Tanger

ANNEXES

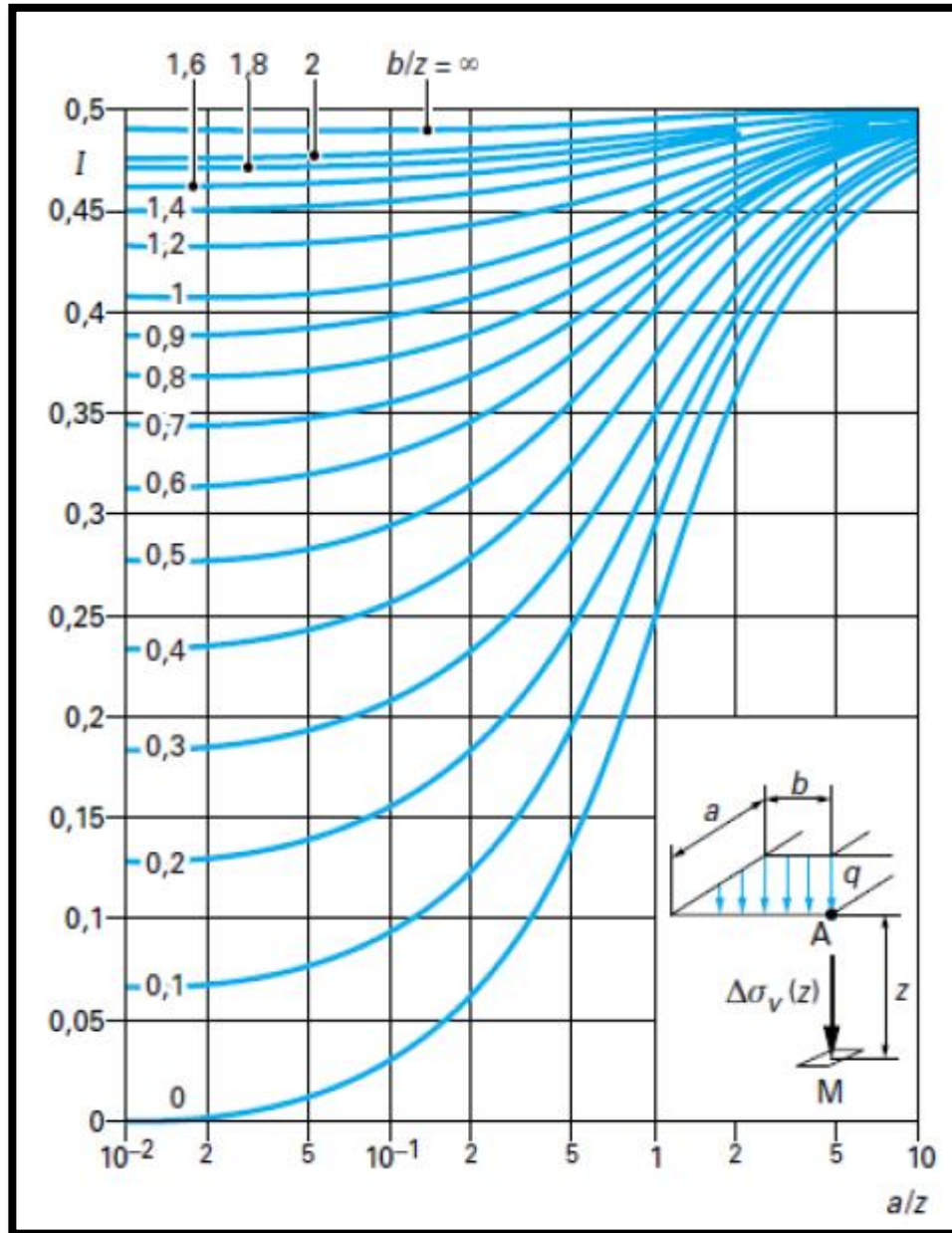
ANNEXE 1 : Extrait des sondages réalisés



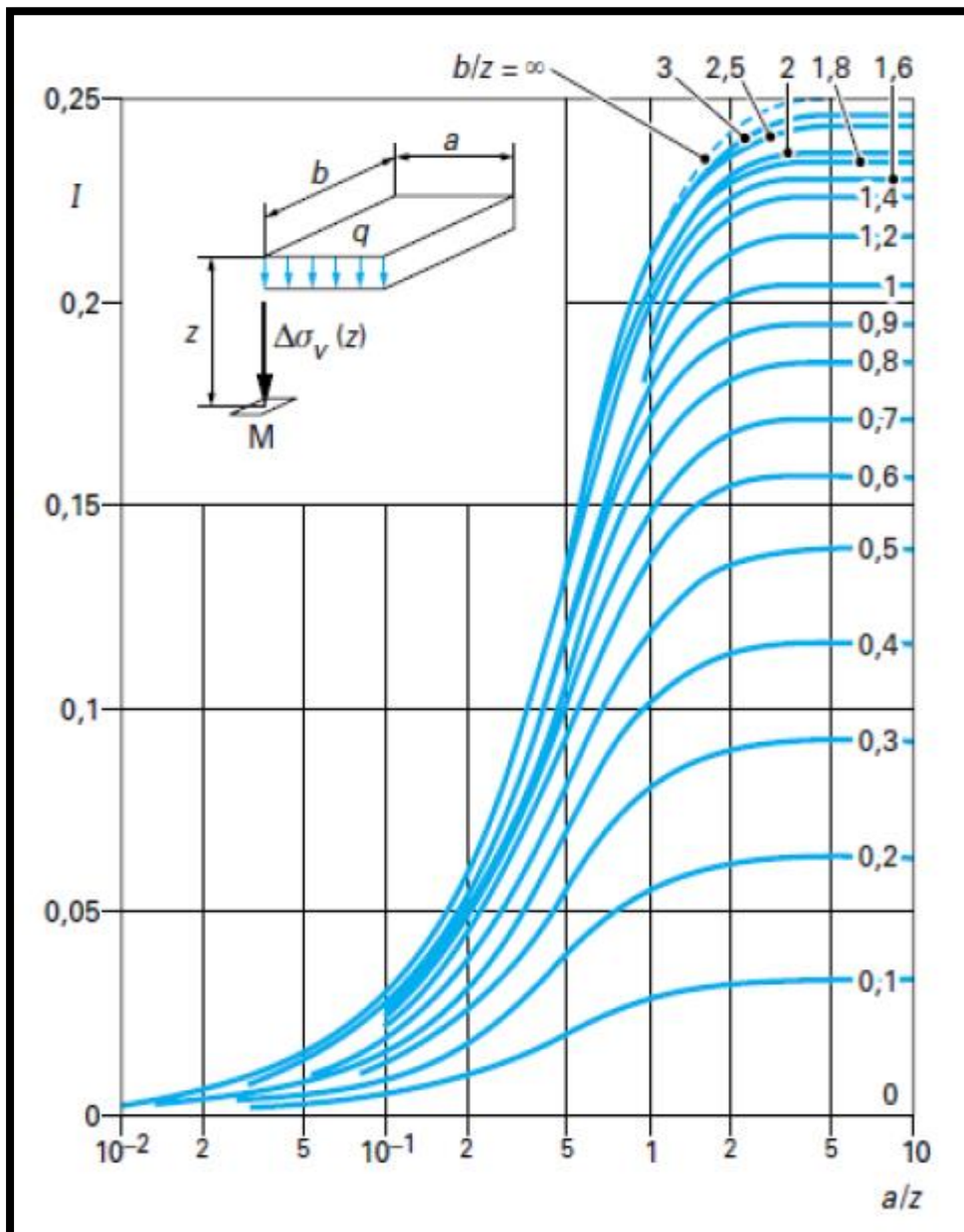
Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + Nz)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION																																																																																																																																																																																																																								
Elevation (m)	Profondeur (m)	25	50									75	100																																																																																																																																																																																																																						
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 20%;">  <p>SETS</p> </div> <div style="width: 40%; text-align: center;"> <h3>RAPPORT DE FORAGE</h3> <p>Sondage : 11-2</p> </div> <div style="width: 30%; text-align: right;"> <p>Dossier N° : 25-E-16-2015 Client : ANESRIF</p> </div> </div>																																																																																																																																																																																																																																			
Projet : La nouvelle ligne ferroviare entre EL AFFROUN-TIPAZA Endroit : 23+050				Coordonnées GPS: X : 444664.00 m E Y : 4044644.00 m N Z : zone 31 S				Boue de forage : Type forage : Foreuse : APAFOR		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>																																																																																																																																																																																																																									
Date début : Date fin :		Profondeur forée (m) : 20		Niveau d'eau (m) :																																																																																																																																																																																																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">Echelle (m)</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">Elevation (m)</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">Profondeur (m)</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-1.50</td> <td style="text-align: center;">1.50</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">Terre végétale.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">3.10</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">4.60</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">6.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">6.30</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">7.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">9.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">9.30</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">10.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">10.50</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">Argile limoneuse brunâtre a vert jaunâtre.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">12.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">12.80</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">13.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">15.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">14.90</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">16.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">16.80</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">18.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">17.00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">19.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">17.20</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">21.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">18.10</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">22.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">18.40</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">24.0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">19.30</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">25.5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">Fin du forage à une profondeur de 20 m.</td> </tr> </table>												Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)										-1.50	1.50										Terre végétale.	3.0						3.10						4.5						4.60						6.0						6.30						7.5												9.0						9.30						10.5						10.50					Argile limoneuse brunâtre a vert jaunâtre.	12.0						12.80						13.5												15.0						14.90						16.5						16.80						18.0						17.00						19.5						17.20						21.0						18.10						22.5						18.40						24.0						19.30						25.5											Fin du forage à une profondeur de 20 m.
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)																																																																																																																																																																																																																																	
-1.50	1.50										Terre végétale.																																																																																																																																																																																																																								
3.0						3.10																																																																																																																																																																																																																													
4.5						4.60																																																																																																																																																																																																																													
6.0						6.30																																																																																																																																																																																																																													
7.5																																																																																																																																																																																																																																			
9.0						9.30																																																																																																																																																																																																																													
10.5						10.50					Argile limoneuse brunâtre a vert jaunâtre.																																																																																																																																																																																																																								
12.0						12.80																																																																																																																																																																																																																													
13.5																																																																																																																																																																																																																																			
15.0						14.90																																																																																																																																																																																																																													
16.5						16.80																																																																																																																																																																																																																													
18.0						17.00																																																																																																																																																																																																																													
19.5						17.20																																																																																																																																																																																																																													
21.0						18.10																																																																																																																																																																																																																													
22.5						18.40																																																																																																																																																																																																																													
24.0						19.30																																																																																																																																																																																																																													
25.5											Fin du forage à une profondeur de 20 m.																																																																																																																																																																																																																								
REMARQUES :						TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu			ABBREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _m) AC : Analyse chimique CIS : Coefficient de cisaillement TR : Coefficient de travail Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _s : Gravimétrie R : Retenue à l'entonnoir																																																																																																																																																																																																																										
Préparé par : HASSENE						Vérifié par :			14/02/2016		Page 1 de 1																																																																																																																																																																																																																								

89_Suffelsb_2013

ANNEXE 3: Coefficient d'influence



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



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