

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**REPARATION D'UNE PISTE D'UN HELIPORT
ENDOMMAGEE, AU NIVEAU D'UN SITE MILITAIRE**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Labeled youcef

Encadreur :
Dr. Sadok Feia

Année universitaire : 2019/2020

Remerciements et dédicace

Mes premiers remerciements vont à l'encadrant de ce mémoire, Sadok Feia, Docteur au Département de génie civil, Université de Biskra, pour sa responsabilité de diriger ce travail. Je le remercie sincèrement pour ses conseils avisés à son aide, sa patience et sa disponibilité. Je tiens remercier infiniment.

Mes remerciements vont aussi à toute ma famille, mes parents, mes frères et mes amis sur ses encouragements.

Résumé

Lors de la construction d'une piste d'hélicoptère, de routes automobiles ou d'un projet ferroviaire dans une zone à sol compressible, il se heurte à de nombreuses difficultés et problèmes liés à la stabilité, et au retrait du sol, mais il existe un ensemble de solutions pour améliorer et soutenir le sol. Parmi les solutions disponibles pour améliorer les propriétés des sols, il y en a une pour l'assainissement des sols. Grâce à des drains verticaux avec ou sans préchargement, qui sont considérés comme l'une des meilleures solutions utilisées pour accélérer le phénomène de consolidation et de renforcer le sol et ainsi assurer la stabilité du sol afin que nous ne soyons confrontés à aucun problème de stabilité lors de la mise en place du projet.

Les mots clés : œdomètre, sol compressible, tassement, consolidation, drain verticaux, préchargement,

ملخص

عند انشاء مشروع مدرج طائرات الهليكوبتر أو طرق سيار أو سكة حديدية على منطقة ذات اتربة قابلة للا نضغاط فانه يصادف العديد من الصعوبات و المشاكل المتعلقة باستقرار و ثبات و تقلص التربة الا أن هناك مجموعة من الحلول لتحسين و دعم التربة من بين الحلول المتوافرة لتحسين خصائص التربة هناك حل معالجة التربة بواسطة مصارف المياه العمودية مع التحميل المسبق التي تعتبر من احسن الحلول المستعملة لتسريع ظاهرة التوحيد و تقوية التربة وبالتالي ضمان استقرار التربة لكي لانواجه اي مشكل من المشاكل الاستقرار عند انشاء اي مشروع.

كلمات المفتاحية: عداد المسافة, التربة الانضغاطية, تسوية التربة, دمج التربة, المصارف العمودية, التحميل المسبق.

summary

When constructing a helicopter runway, automobile roads, or railway project in a compressible soil area, it encounters many difficulties and issues related to stability, and ground shrinkage, but it there is a set of solutions to improve and support the soil. Among the solutions available to improve soil properties, there is one for soil remediation. Thanks to vertical drains with preload, which are considered to be one of the best solutions used to accelerate the phenomenon of consolidation and strengthen the soil and thus ensure the stability of the soil so that we are not faced with any stability problem during the implementation of the project.

Key words: oedometer, compressible soil, settlement, consolidation, vertical drain, preloading.

Notations

E_m : module Ménard.

P_l : la pression limite.

P_f : la pression de fluage.

q_t : résistance de pointe.

f_s : frottement du manchon.

U_d : pression interstitielle dynamique.

U_{eq} : pression interstitielle statique.

σ'_c : La pression de consolidation.

C_c : Le coefficient de compression.

C_g : Le coefficient de gonflement.

E_{oed} : Le module œdométrique.

σ_i : Contrainte initial.

γ' : Poids volumique d'jouji .

H : Profondeur.

ΔH : Différence de profondeur.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

γ_w : Poids volumique d'eau.

e : Indice de vide.

e_0 : Indice des vides initiaux.

Δe : Variation de l'indice des vides.

γ_d : Poids volumique sec.

σ'_f : Contrainte final.

c_h : coefficient de consolidation.

t_v : temps de consolidation verticale.

U_r : Degré de consolidation horizontale.

U_v : Degré de consolidation verticale.

U : Degré de consolidation globale.

c_v : coefficient de consolidation verticale.

c_r : coefficient de consolidation.

t : temps

μ : coefficient.

n : coefficient.

D : Maille carrée

L : Distance entre deux drains.

d :Diamètre de drain.

Liste de figure

Chapitre I

Figure I.1 Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.

Figure I.2 sondages carottés.

Figure I.3 caisse de carottes prélevées après un sondage.

Figure I.4 Sondage destructif.

Figure I.5 L'essai pressiomètre Ménard.

Figure I.6 Principe de l'essai au pressiomètre.

Figure I.7 Types de pointes pénétrométriques.

Figure I.8 Dispositif d'essai CPT.

Figure I.9 Coupe schématique d'une cellule œdométrique.

Figure I.10 Installation des drains verticaux.

Figure I.11 Chantier de réalisation des drains verticaux.

Figure I.12 Principe de préchargement pour le contrôle des tassements.

Figure I.13 Techniques de préchargement, Surcharge en terre (I.13.a). La consolidation atmosphérique (I.13.b) (I.13.c).

Figure I.14 Phases d'exécution des colonnes ballastées.

Figure I.15 Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées.

Figure I.16 Technique de la substitution dynamique.

Figure I.17 Processus de réalisation des plots ballastés.

Figure I.18 Exemples de chantiers de compactage dynamique.

Figure I.19 Exemple d'un pilon (a) et l'empreinte laissée après sa chute (b).

Figure I.20 Principe de la méthode.

Chapitre II

Figure II.1 Avant l'endommagement (a) piste d'un l'héliport (b)Schéma descriptif du site.

Figure II.2 D'après l'endommagement (a) Effondrement des couches de forme. (b)Schéma explicatif des endommagements De la piste.

Figure II.3 Schéma explicatif implantation des travaux sondages carotté.

Figure II.4 Plan géologique du premier sondage de site.

Figure II.5 Plan géologique du 2ème sondage de site.

Figure II.6 Coupe géologique du premier sondage réalisé.

Figure II.7 L'échantillon de la couche d'argile dans laquelle nous avons travaillé.

Figure II.8 Courbe oedométrique argile.

Figure II.9 Courbe oedométrique argile sableuse.

Figure II.10 Courbe oedométrique argile peu plastique.

Figure II.11 Résultats typiques d'un essai de pénétration au cône (a) résistance en pointe (b) module oedométrique (c) perméabilité horizontale.

Chapitre III

Figure III.1 photo et schéma descriptif du site.

Figure III.2: présentée l'origine du problème.

Figure III.3 Courbe tassement en fonction épaisseur de la couche d'argile.

Figure III.4 Installation de drains verticaux.

Liste de tableau

Chapitre I

Tableau I.1 – Types d’essais de pénétration statique au cône.

Tableau I.2 – Types d’essais de pénétration statique au cône, selon la référence.

Chapitre III

Tableau III.1 – Paramètres géotechniques.

Table III.2 – estimation des tassements de la couche d’argile selon son épaisseur.

Tableau III.3– Résultats dimensionnement des Drains Verticaux.

Sommaire :

Remerciements et dédicace	iii
Résumé	iv
Notations.....	v
Liste de figure.....	vii
Liste de tableau	ix
Sommaire :	x
Introduction générale.....	1
Chapitre I :.....	3
I.1. Introduction	3
I.2. Généralités sur les sols compressibles	3
I.3. Définition d'un remblai	4
I.4. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols mous	4
I.4.1. Problèmes de stabilité	4
I.4.2. Problèmes tassements	5
I.5. Reconnaissance géologique et géotechnique	6
I.5.1. Reconnaissance géologique	6
I.5.2. Reconnaissance géotechnique	13
I.6. Méthode d'amélioration et de renforcement des sols mous	23
I.6.1. Drains verticaux	23
I.6.2. Préchargement	24
I.6.3. Colonnes ballastées	25
I.6.4. Substitution dynamique ou plots ballastés pilonnés	27
I.6.5. Le compactage dynamique (ou pilonnage)	28
I.6.6. Inclusions rigides	28
I.7. Conclusion	29
Chapitre II :.....	30

II.1. Présentation de site étudié	31
II.1.1. Description du site	31
II.1.2. Identifications expérimentales des différentes couches du site	32
II.2. Résultats d'œdométrie	35
II.3. Résultats d'un des essais CPTu réalisés sur le site	39
II.4 Conclusion	43
Chapitre III :	44
III.1. Introduction	45
III.2. Rappel sur les conditions géotechniques du site	45
III.2. Estimation du tassement	46
III.3. Solutions proposées	49
III.4. Dimensionnement de la solution retenue	49
III.5. Dimensionnement des Drains Verticaux	50
III.6. Conclusion	53
Conclusion Générale	55
Références	57

Introduction générale

Introduction générale

Le domaine géotechnique est une science qui s'intéresse à l'étude du sol et de son comportement dans le futur, Puisqu'il existe de nombreux problèmes d'infrastructure pour les différents projets en cours, nous sommes tombés sur des nombreuses études qui illustrent les problèmes auxquels les ingénieurs géotechniciens sont confrontés dans ce projet.

D'après les investigations géotechniques réalisées par le laboratoire de terrain, un obstacle majeur a été atteint qui est le tassement.

Le tassement de la Terre est une déformation verticale résultant de la consolidation dans laquelle des contraintes sont appliquées d'abord à l'eau puis après dissipation des contraintes excessives sur le squelette rigide, ainsi que les applications des pressions externes telles que les barrages ou les fondations ou leur poids. Les peuplements peuvent être uniformes ou différents d'un point à un autre selon la nature du sol du lieu.

Dans ce mémoire, nous expliquons quelques généralités sur les sols compressibles, les problèmes qui en résultent, méthodes de renforcement et d'amélioration du sol, tout cela dans le premier chapitre.

Le deuxième chapitre c'est le site problématique étudié a été déterminé à partir des résultats du comptage tropical et du test de pénétration statique ou piézocone (CPTU), et les différentes couches du site ont également été définies.

Dans le troisième chapitre Les résultats numériques ont été calculés et présentés avec plusieurs solutions pour le renforcement et l'amélioration des sols.

Enfin, le mémoire est achevé par une conclusion générale.

Chapitre I :

I.1. Introduction

Le domaine géotechnique étudie le comportement des terrains en relation ou non avec des ouvrages. Pour cela, elle s'appuie sur : autres, sur les différentes sciences de la terre suivantes : géologie, géophysique, hydrogéologie, mécanique des sols, mécanique des roches, géodynamique, rhéologie des matériaux, géochimie. 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 importantes 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. Parmi toutes ces méthodes, le renforcement par des nappes positionnées à la base des remblais représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

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. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes proportions suivant le type de sol considéré. Les sols compressibles sont généralement de formation récente, inaptes à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai. Les remblais routiers, tout au moins ceux qui ont une hauteur importante, sont souvent édifiés sur des sols très compressibles. Ils sont en effet, le plus souvent, construits dans des zones de dépression comportant de grandes épaisseurs de tels sols, soit que le remblai serve lui-même à la traversée de la vallée, soit qu'il s'agisse du remblai d'accès à un ouvrage franchissant une rivière.

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 tubes.
- ✚ Les sols de sebkha [1].

I.3. Définition d'un remblai

Le remblai est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme où combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement. [1]

I.4. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols mous

La construction des remblais sur sols compressibles pose souvent des problèmes difficiles. Il faut d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes. Il se pose ensuite le problème de tassements, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes. Lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent :

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

I.4.1. Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai.

I.4.2. Problèmes tassements

Le tassement par définition est la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge.

À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit (figure 1.1) :

- ✚ Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- ✚ Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation ;
- ✚ Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible.

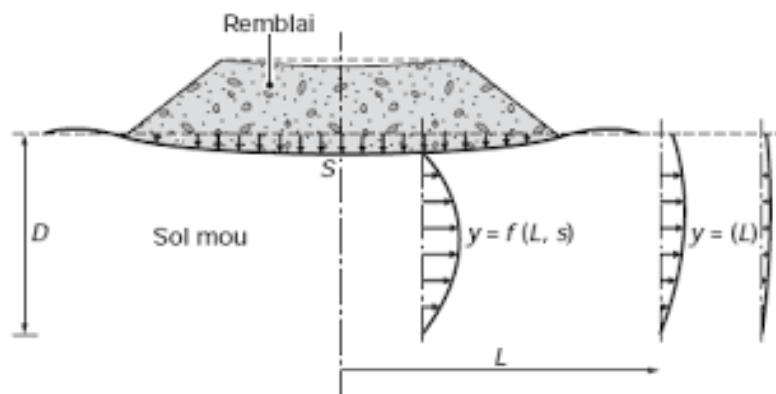


Figure I.1 Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation [1].

Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres. Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plate-forme. Les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux, le rapport entre les deux étant notamment fonction du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous. Néanmoins, des déplacements horizontaux de plusieurs dizaines de centimètres ont été observés. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes [1].

Il y a trois phases pour la consolidation sont :

- ✚ **Le tassement immédiat** : pendant la mise en place des couches successives du remblai, se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente.

- ✚ **Le tassement de consolidation primaire** : tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle.
- ✚ **Le tassement de compression secondaire** : augmente comme le logarithme du temps [9].

I.5. Reconnaissance géologique et géotechnique

I.5.1. Reconnaissance géologique

I.5.1.1. Sondages carottés

Qu'est-ce qu'un sondage carotté ? définition et usages

Selon "Rolls Royce" Le sondage carotté permet de remonter de façon non remaniée le sol tel qu'il est dans son état naturel. En fonction des outils utilisés : piston stationnaire, carottier double, triple, carottier à paroi mince etc., le carottage permet de prélever des échantillons qui sont ensuite conditionnés puis acheminés jusqu'à nos laboratoires pour identification et mesure mécanique.



Figure I.2 sondages carottés [2].

Le forage nécessite l'utilisation d'un fluide de forage : eau, boue de forage, mousse, etc.

A l'issue de la campagne, chaque sondage fait l'objet d'une coupe de résultats reprenant la lithologie définie à partir du levé des caisses à carotte par un géologue en fonction de la

profondeur, le niveau des arrivées d'eau éventuelles au début, en cours et en fin de forage, les types d'outils utilisés et les techniques employées (tubage, boue de forage, etc.), les anomalies de forage rencontrées (perte d'injection, vide, etc.).

Le diamètre de formation varie de 63 à 250 mm de diamètre en fonction des essais en laboratoire à réaliser ou équipements à réaliser.

I.5.1.1.1. Définition

Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Ils sont indispensables pour la recherche des gisements de minerais, d'eau, d'hydrocarbures mais aussi l'étude et une meilleure connaissance du socle rocheux en général. Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.

I.5.1.1.2. Principe

En règle général pour effectuer un sondage, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif), Il s'agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place.

Par conséquent, en fonction de l'objectif fixé et de l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon, les forages sera :



-  Carottés en totalité (faible à moyenne couverture)
-  Partiellement carottés (forte couvertures).



Figure I.3 caisse de carottes prélevées après un sondage[2].

I.5.1.1.3. Usages

Les Sondages carottés permettent d'effectuer un certain nombre d'essais. Les échantillons prélevés sont utilisés pour:

- ✚ Déterminer la nature de la roche ou du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures
- ✚ Diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches ou des sols, analyses minéralogiques ou chimiques).
- ✚ Mesurer in situ des modules et du champ de contraintes ;
- ✚ Mesurer in situ de la perméabilité (essais Lefranc et Lugeons).

De façon générale, les carottes de sondages sont conservées dans des caisses adaptées à cet effet. Il est conseillé de les photographier en couleur afin de disposer d'un document de travail et d'archive utile.

I.5.1.1.4. Types de sondages carottés

En fonction des contraintes liés au terrain et aux usages, on peut être amené à réaliser différents types de sondages carottés :

- ✚ **Sondages verticaux** : Les plus classiques et les plus faciles à réaliser. On les utilise en règle générale pour la reconnaissance et lorsqu'il est nécessaire de connaître la nature du recouvrement où l'on n'a besoin que de renseignements ponctuels. Exemple usage: tunnels dans les sols, tunnels peu profonds.
- ✚ **Sondages horizontaux** : ce type de sondage est très intéressant lorsque la connaissance des terrains sus-jacents n'est pas impérative. Ces sondages sont réalisables d'une façon économique sur des longueurs atteignant 200 m à l'aide de carottiers à câble limitant

notamment les déviations de trajectoire. Le prix de revient est environ 1,5 fois celui du forage vertical traditionnel. Exemple d'usage: reconnaissance des tunnels courts (jusqu'à 400 m) ou d'accidents au voisinage des têtes de tunnel

- ✚ **Sondages inclinés** : ce type de sondage est utilisé dans le cas de structures à couches obliques et homogènes. Inclinés perpendiculairement à la stratification ces sondages permettent de recouper toute la série intéressant l'ouvrage avec une faible longueur de forage.

I.5.1.1.5. Quelques exemples de diamètres de sondages carottés

- ✚ Diamètre HQ jusqu'à 450 m de profondeur d'investigation
- ✚ Diamètre NQ jusqu'à 700 m de profondeur d'investigation
- ✚ Diamètre BQ jusqu'à 1000 m de profondeur d'investigation
- ✚ Sondages en circulation inverse jusqu'à 150 m de profondeur d'investigation diamètre 5" 1/2 de la verticale à 60° d'angle d'inclinaison
- ✚ Sondages à la moto-tarière en diamètre 1" à 4" à la verticale jusqu'à 70 m de profondeur d'investigation

I.5.1.1.6. Coût et Expérience du sondage

La qualité d'un sondage carotté dépend des matériels employés, des modalités d'exécution mais surtout de l'expérience de l'opérateur.

La réalisation des sondages carottés est longue et coûteuse et leur emploi est généralement destiné à répondre à des questions spécifiques posées par le bureau d'étude : calage géologique de référence, échantillons pour fixer les calculs de stabilité ...

I.5.1.1.7. Avantages et inconvénients de ce forage

- ✚ Ce forage permet de réaliser une coupe précise au centimètre près.
- ✚ La réalisation de ce sondage est plus longue que les autres types de forage à notre disposition [2].

I.5.1.2. Sondages destructifs

Qu'est-ce qu'un sondage destructif ?



Figure I.4 sondage destructif [2].

Le sondage destructif est un sondage de reconnaissance des sols ayant pour but d'établir un relevé de la géologie du terrain à partir des échantillons prélevés ainsi que de noter les profondeurs des arrivées d'eau.

Le terme "destructif" est employé par opposition aux sondages carottés qui permettent de prélever des échantillons de sols non remaniés, modifiés par le sondage. Ici la technique ne permet pas de prélever des carottes au sens géologique du terme mais des cuttings, c'est-à-dire des éléments de sols remaniés, ou des carottes mais non exploitables pour effectuer les essais sur sols intacts.

Ces investigations peuvent être effectuées au moyen d'une foreuse mais également à l'aide d'un tracto-pelle ou d'une pelle hydraulique.

S'il est effectué au moyen d'une foreuse et avec le diamètre adapté, il permet ensuite de réaliser des essais mécaniques in situ (essais pressiométriques, scissométriques, phicométriques...). Il peut également servir par la suite à la pose d'équipements en forage (piézomètres, incliomètres, cellules à pression interstitielle...).

Le sondage au tracto-pelle peut servir à la réalisation d'essai d'infiltration de type Matsuo. Il est nécessaire d'injecter un fluide de forage pour une bonne exécution du sondage. Ce fluide peut être de l'air via un compresseur ou bien de l'eau via une cuve. En fonction de la compacité

et de la nature des sols pouvant être rencontrés, l'outil de forage est adapté pour une optimisation de réalisation (taillants, tricônes, bilâmes,).

Le diamètre de foration varie de 50 à 200 mm de diamètre en fonction des essais ou équipements à réaliser.

Le sondage destructif à la foreuse peut être associé à l'enregistrement des paramètres de forages ce qui permet d'identifier des altérations ou passages mous sur la profondeur de nos investigations.

A l'issue de la campagne, chaque sondage fait l'objet d'une coupe de résultats reprenant la lithologie définie à partir des cuttings en fonction de la profondeur, le niveau des arrivées d'eau éventuelles au début, en cours et en fin de forage, les types d'outils utilisés et les techniques employées (tubage, boue de forage, ...), les anomalies de forage rencontrées (perte d'injection, vide, ...), ainsi que les paramètres de forages enregistrés si c'est le cas.

Des photos de la fouille et des sols extraits sont généralement associées aux coupes de résultats des sondages au tracto-pelle [2].

I.5.1.2.1. Principe

Le sondage destructif se déroule selon les opérations suivantes :

- ✚ Implantation du sondage destructif et relevé de la cote de sa tête, réglage de son inclinaison éventuelle
- ✚ Réalisation du sondage destructif avec une poussée de l'outil constante sur toute la profondeur convenue (hauteur de l'appui et de son éventuel massif de fondation par exemple) , Au cours du sondage, noter en fonction de la profondeur.
- ✚ Le type d'outil utilisé et son diamètre.
- ✚ Toute anomalie d'enfoncement (chute d'outil) ou de blocage d'outil.
- ✚ Toute anomalie comme la diminution de pression d'injection ou la perte de fluide de forage.
- ✚ La cote d'arrêt.

Réalisation le cas échéant des essais d'eau type Lugeons, des mesures de densité et de teneur en eau au moyen de sonde « gamma-gamma », « neutron-neutron » ou autres, ainsi que des essais pressiométriques à condition de prolonger le sondage.

Rebouchage du forage sur toute la hauteur par un béton ou un coulis de ciment [13].

I.5.1.2.2 Matériel spécifique employé

Machine de sondage dont la puissance est adaptée au diamètre du forage et à la profondeur à atteindre.

L'outil de forage est choisi en fonction de la nature présumée des matériaux à forer et doit être changé si nécessaire :

- ✚ Tricône D 90 mm, rotation avec injection d'eau dans matériaux tendres.
- ✚ Taillant D 89 mm, roto-percussion avec injection d'air ou marteau fond de trou D 90 mm dans maçonnerie compacte.
- ✚ Tricône D 90 mm, rotation avec injection d'eau pour le passage du platelage bois souvent présent à la base des fondations.

Tubage éventuel.

Moyens d'alimentation en eau.

Obturbateur simple type Parker destiné à isoler la cavité de la partie supérieure du forage et dilaté par un fluide sous pression, ou double obturbateur pour d'éventuels essais Lugeon réalisés en cours de forage ou après avoir fini le forage.

Matériel d'enregistrement des paramètres du forage [3].

I.5.1.2.2 Avantages et inconvénients de ce forage

Ce forage permet de réaliser rapidement une coupe sommaire.

Le sondage destructif à la foreuse est le point de départ pour la réalisation d'essais in situ et d'équipements de forage.

La remontée sous forme de cuttings rend ce forage précis au mètre près. Le sondage au tracto-pelle permettant une observation directe des sols en place permet une précision quasi centimétrique.

Le sondage au tracto-pelle permet de prélever les échantillons remaniés en quantité suffisante destinés aux essais en laboratoire et d'estimer la stabilité des parois des fouilles à court terme. Il permet aussi une vision "en grand" des sols en place mais la profondeur est limitée au bras de l'engin.

Le sondage au tracto-pelle laisse nécessairement une trace au sol, la fouille étant rebouchée et aplanie mais sans réfection à l'identique de l'existant. Dans les zones végétalisées, les fouilles sont rebouchées à l'aide des matériaux extraits et aplanies au godet. Dans les zones traitées en enrobés, elles seront rebouchées à l'aide des déblais. Elles peuvent être recouvertes d'un enrobé

à froid avec intercalation d'une couche de matériaux granulaires sous réserve d'une demande spécifique.

Ces investigations permettent de reconnaître la nature des sols mais doivent obligatoirement être associés à des essais mécaniques in situ pour estimer leur compacité [2].

I.5.2. Reconnaissance géotechnique

I.5.2.1. Essais sur site

I.5.2.1.1. Essai pressiométriques Ménard

I.5.2.1.1.1. Définition

Essai pressiométriques MENARD (Ménard pressiomètre test) : l'essai Pressiométriques consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression P applique sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde. Le pressiomètre est largement utilise pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi pour la détermination des tassements et capacité portance [4].

I.5.2.1.1.2. But de l'essai

L'essai de pressiométriques a but de la détermination des paramètres suivant :

- ✚ Module Ménard (E_m)
- ✚ La pression limite (P_l)
- ✚ La pression de fluage (P_f) [12].

I.5.2.1.1.3. Domaine d'application

La présente norme s'applique à tous types de sols depuis les vases mols les jusqu'au rocher franc, que ces matériaux soient secs ou saturés. Elle s'applique également aux remblais ou à tout autre matériau artificiel [11].

I.5.2.1.1.4. Appareillage

L'appareil pressiométriques est constitué d'une sonde cylindrique dilatable radialement que l'on descend dans le sol au niveau de l'essai et d'un appareillage de mesure restant en surface. La sonde constituée de trois cellules exerce sur la paroi du forage, au niveau de la cellule centrale de mesure, des pressions rigoureusement uniformes selon une progression arithmétique. Les déplacements de cette paroi qui en résultent sont lus ou enregistrés pour chacune des pressions en fonction du temps [10].

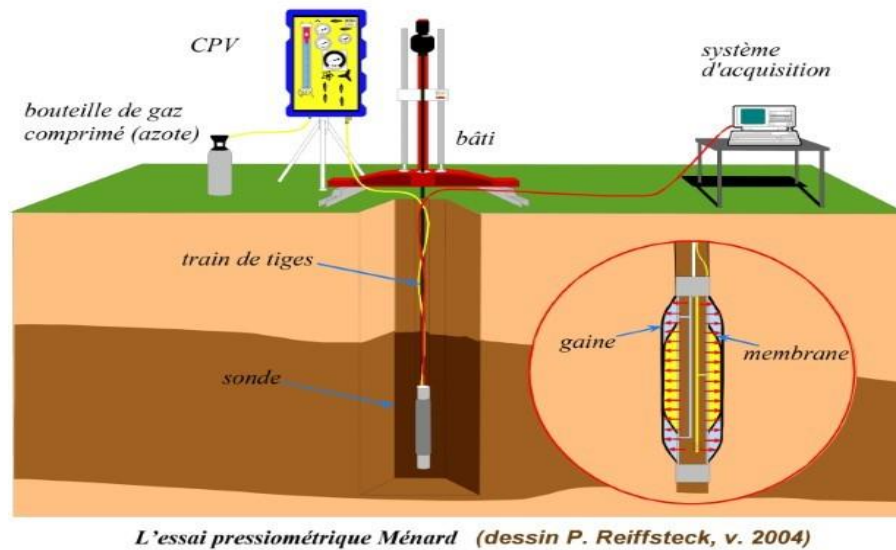


Figure I.5 L'essai pressiomètre Ménard [14].

I.5.2.1.1.5. Principe du pressiomètre Ménard

L'essai au pressiomètre Ménard consiste en la déformation axiale d'une cellule placée dans le sol, voir figure. On injecte un volume de liquide dans la cellule, ce qui la fait gonfler. La cellule gonflée entre en contact avec le sol en place et provoque sa déformation. On mesure la pression appliquée et l'expansion de volume correspondant. Les résultats sont enregistrés et on obtient la relation contrainte-déformation du sol testé.

Le pressiomètre est composé de deux éléments principaux :

- ✚ Une sonde de mesure tri-cellulaire, composée d'une cellule de mesure centrale entourée de deux cellules de garde.
- ✚ Un contrôleur de pression-volume qui mesure le volume d'eau injecté.

Les types de sondes et d'appareillages dépendent de la nature du terrain où l'essai est exécuté. La sonde peut être descendue via un forage, mais il existe également des sondes auto foreuses ou battues. Les conditions de mise en place de la sonde influent directement l'interprétation que l'on peut faire des résultats [5].

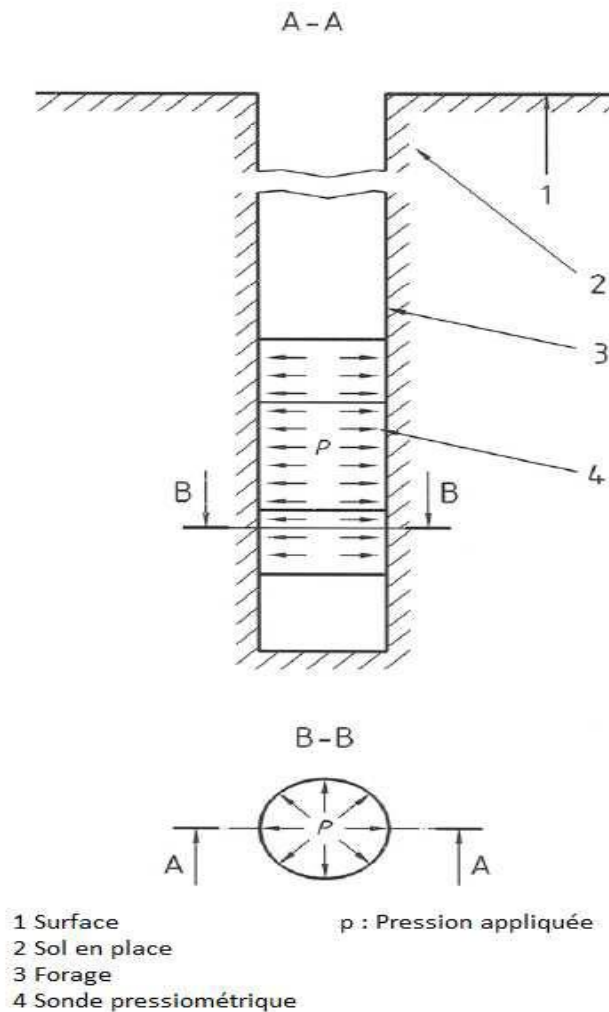


Figure I.6 Principe de l'essai au pressiomètre [5].

I.5.2.1.2. L'essai "Cône Pénétration Test" (CPT) :

I.5.2.1.2.1. Définition pénétromètre statique (CPT):

L'épreuve du pénétromètre statique, ou CPT (Cône Pénétration Test) est un test conçu pour déterminer la stratigraphie et les propriétés mécaniques d'un sol. Il est effectué sur le site étudié. Développé par les Hollandais dans les années 1950, le test est des plus largement utilisés.

I.5.2.1.2.2. Principe du CPT :

Autrefois appelé essai de pénétration statique, le CPT consiste à mesurer, à la suite de l'enfoncement dans le sol à une vitesse constante d'une pointe pénétrométrique, la résistance à la pénétration du cône, la résistance totale et/ou au frottement d'un manchon en fonction de la

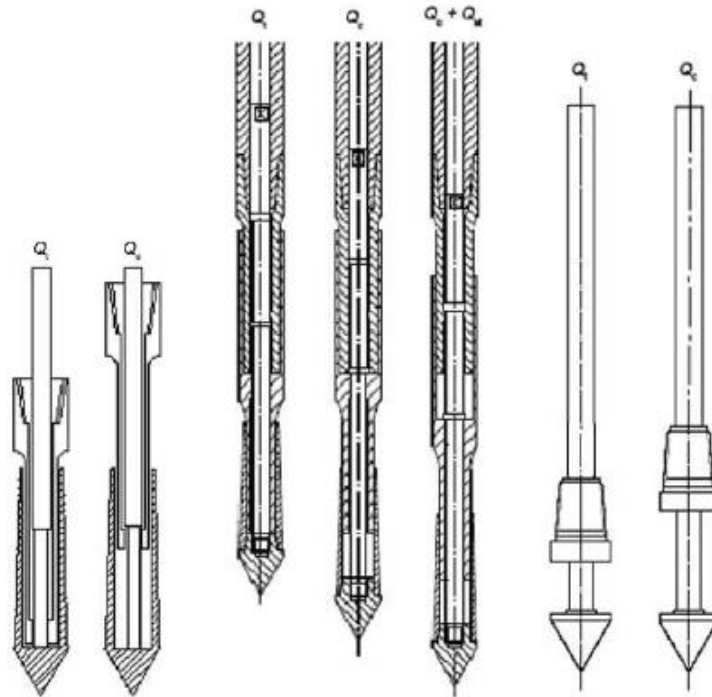
profondeur. L'enfoncement dans le sol de la pointe se fait à partir de vérins hydrauliques. L'essai CPT est embarqué sur des camions de tonnage suffisant pour soutenir les vérins. Cet essai peut être réalisé dans des sols fins ou grenus, son domaine d'application peut donc être restreint.

Il existe deux types d'essais :

- ✚ Le CPT au cône électrique (CPT E) et au piézocône (CPT U) qui sont des essais de pénétration statique où les efforts sont mesurés électriquement dans le pénétromètre.
- ✚ Le CPT mécanique (CPTM) qui est un essai de pénétration statique au cône dans lequel les efforts sont mesurés mécaniquement ou électriquement au niveau du sol. L'essai au pénétromètre est composé de différents éléments :
 - ✚ Un appareil de fonçage, qui sert à enfoncer le pénétromètre à vitesse constante dans le sol. L'appareil est lesté pour éviter tout mouvement par rapport au sol ;
 - ✚ Un appareil de mesure de résistances. Il existe différents systèmes : le manomètre mesurant les pressions hydrauliques (pour le CPT Mécanique) ; des capteurs électriques mesurant également les pressions hydrauliques ; des capteurs électriques mesurant directement les efforts sur les éléments (pour l'essai au pénétromètre électrique) ;
 - ✚ Des tiges de fonçage (guidées hors sol par un tubage).
 - ✚ Des tiges internes.
 - ✚ La Pointe pénétrométrique.

Il existe différents types de pointe CPT (voir figure):

- ✚ Pointes de type M4 (pointe pénétrométrique à cône simple), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône.
- ✚ Pointes de type M1 (pointe pénétrométrique à cône à manchon), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône.
- ✚ Pointes de type M2 (pointe pénétrométrique à cône à manchon et manchonde frottement), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône et le frottement latéral local. Le manchon, tout comme le cône, doit respecter les directives. Cône électrique et piézocône.



pointes pénétrométriques M1 pointes pénétrométriques M2 pointes pénétrométriques M4

Figure I.7 Types de pointes pénétrométriques [5].

I.5.2.1.2.3. Exécution d'un essai :

La Figure I-8 présente le dispositif de pénétromètre statique avec mesure de la pression interstitielle.



Figure I.8 : Dispositif d'essai CPTu [5].

I.5.2.1.2.4. Mode opératoire de l'essai dépend du type de CPT réalisé

TM1, TM2, TM3 ou TM4, pour les pénétromètres mécaniques et TE1 ainsi que TE2 pour les pénétromètres électriques (Voir tableaux et ces termes sont indépendants des types de pointes pénétrométriques utilisées M1 ; M2 et M3). Le type de CPT réalisé dépend quant à lui de la classe d'application.

Type d'essai	Paramètres mesurés et dérivés	Système de mesure
TM1	Résistance à la pénétration du cône et résistance totale à la pénétration ou résistance à la pénétration du cône et frottement sur le manchon	Capteur électrique essai discontinu
TM2	Résistance à la pénétration du cône et résistance totale à la pénétration ou résistance à la pénétration du cône et frottement sur le manchon	Manomètres ou capteur électrique convertissant les pressions hydrauliques essai discontinu
TM3	Résistance à la pénétration du cône	Manomètres ou capteur électrique convertissant les pressions hydrauliques essai discontinu
TM4	Résistance à la pénétration du cône	Manomètres ou capteur électrique convertissant les pressions hydrauliques essai continu

Tableau I.1 : Types d'essais de pénétration statique au cône [5].

Type d'essai	Paramètres mesurés
TE1	Résistance au cône et frottement latéral sur le manchon
TE2	Résistance au cône, frottement latéral sur le manchon et pression interstitielle

Tableau I.2 : Types d'essais de pénétration statique au cône, selon la référence [5].

La procédure à suivre est la suivante :

- ✚ Positionnement et niveau de l'appareil : L'essai doit être réalisé à une distance de 1 mètre Minimum par rapport à l'emplacement d'essais précédents, un niveau doit également être Réalisé afin que le train de tiges soit enfoncé dans le sol de la manière

la plus verticale possible (Inclinaison de deux degrés maximum par rapport à la verticale)

- ✚ Mise à zéro des valeurs de résistance mesurées et un pré-trou peut éventuellement être effectué
- ✚ La vitesse de pénétration doit être contrôlée et doit être la plus constante possible
- ✚ L'intervalle de profondeur maximal entre deux mesures consécutives des paramètres doit être de 200 mm pour un essai de pénétration statique discontinue et de 50 mm pour un essai de pénétration statique continue
- ✚ Mesure de la longueur de pénétration
- ✚ Fin de l'essai lorsque la profondeur désirée a été atteinte ou lorsque la poussée maximale est atteinte [5].

I.5.2.1.3. Essai pénétration statique ou piézocone (CPTu)

Le pénétromètre à piézocône électrique moderne (CPTu) établit la norme pour la caractérisation géotechnique et géoenvironnementale des sols. L'outil CPTu de base mesure la résistance de la pointe, la pression interstitielle dynamique et le frottement du manchon en continu pendant la pénétration. Le résultat est un profil électronique continu de données sur le sol, de paramètres de conception et d'applications de conception directes.

I.5.2.1.3.1. Caractéristiques

Profil de sol continu (incréments de profondeur de 1 à 5 cm)

Plusieurs paramètres dans un seul essai :

- ✚ résistance de pointe (q_t)
- ✚ frottement du manchon (f_s)
- ✚ pression interstitielle dynamique (U_d)
- ✚ pression interstitielle statique (U_{eq})
- ✚ température
- ✚ inclinaison
- ✚ Tailles de 5, 10, 15, 20 et 40 cm² (section transversale)
- ✚ Large gamme de capacités de charge et de transducteur de pression pour maximiser la précision dans tous les types de sols
- ✚ Fonctionnalités sur mesure spécifiques au projet, au besoin
- ✚ Procédures d'étalonnage et de certification de pointe
- ✚ Vérification de l'étalonnage avant le projet et avant le forage, au besoin
- ✚ Options de déploiement filaire pour les dépôts de fluides miniers (CT09).

I.5.2.1.3.2. Avantage

- ✚ Très précis et reproductible.
- ✚ Économique et à valeur ajoutée.
- ✚ Essai rapide et efficace - taux de pénétration de 2 cm / seconde > 150 m ou 500 pieds par jour.
- ✚ Peu invasif et sans débris de sol (diamètre de 1,75 po / 43,7 mm).
- ✚ Profil de sol continu [6].

I.5.2.2. Essais de laboratoire

I.5.2.2.1. L'essai œdométrique

I.5.2.2.1.1. Définition :

L'œdomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique. Cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intacte de préférence) sous un effort donné, et son gonflement au cours du déchargement des efforts soumis auparavant. L'opération de chargement et déchargement s'effectue par palier et en fonction du temps, afin d'en déterminer ses propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols, ainsi la classification des sols (sol tassant, très tassant ou non; sol peu gonflant, gonflant ou très gonflant).

I.5.2.2.1.2. Principe :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). 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.

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

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

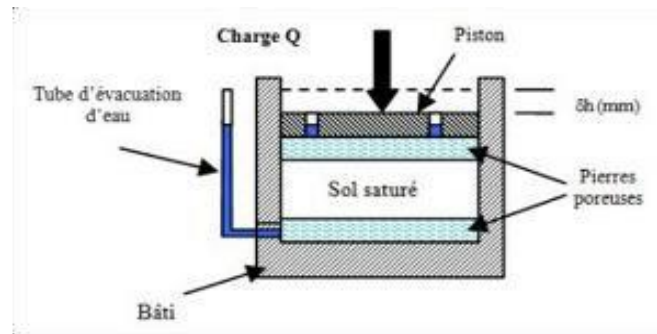


Figure I.9 coupe schématique d'une cellule œdométrique [7].

I.5.2.2.1.3. But de l'essai :

- ✚ La méthode d'essai est choisie pour les terrains qui pourraient être saturés lors de fortes pluies, on se place ainsi dans les conditions les plus défavorables du point de vue de la déformabilité des sols sous des surcharges ponctuelles ou permanentes .
- ✚ La compressibilité est un phénomène de diminution de volume. Cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges à différentes profondeurs. Ainsi, l'essai œdométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leurs évolutions dans le temps. Le but de l'essai étant de déterminer quelques caractéristiques du sol, à savoir :
 - ✚ La pression de consolidation σ_c .
 - ✚ Le coefficient de compression C_c .
 - ✚ Le coefficient de gonflement C_g .
 - ✚ Le module œdométrique E_{oed} .

I.5.2.2.1.4. Appareillage

L'appareillage utilisé est le suivant :

- ✚ Odomètre
- ✚ Cellule œdométrique
- ✚ Pierres poreuses
- ✚ Comparateur
- ✚ Balance
- ✚ Etuve
- ✚ Tares

I.5.2.2.1.5. Mode opératoire

La réussite de l'exécution de cet essai passe par le respect des étapes et des consignes qui suivent :

I.5.2.2.1.5.1. Préparation de l'éprouvette

Le prélèvement de l'échantillon qui est la partie la plus délicate d'une reconnaissance géotechnique, se fait à l'aide d'un carottier, l'échantillon doit être représentatif de la carotte prélevée, en cas d'hétérogénéité de celle-ci, le choix effectué doit être explicite et accompagné d'une description détaillée de l'ensemble de la carotte, il convient que toutes les zones remaniées soient exclues.

I.5.2.2.1.5.2. Taillage

Ce type de cellule œdométrique est munie d'une trousse coupante de forme cylindrique qui portera l'éprouvette de sol par taillage. Pour cela on doit opérer de la manière suivante:

Tout en s'appuyant légèrement sur la trousse coupante qui est placée sur l'échantillon, on commence à tailler au couteau d'une façon tronconique afin de conserver un diamètre toujours supérieur au diamètre final. Il s'agit là d'obtenir une éprouvette :

- ✚ Non remaniée par le taillage
- ✚ Cylindrique aux dimensions exactes de la trousse coupante;
- ✚ Ayant deux faces planes et parallèles.

Ces critères dépendent de la nature du sol, de l'expérience et l'habilité de l'opérateur. Le taillage étant terminé, peser l'ensemble trousse coupante + échantillon pour pouvoir calculer la teneur en eau exacte en fin d'essai et la densité apparente.

I.5.2.2.1.5.3. Saturation de la cellule

Il est nécessaire de saturer toutes les conduites qui composent la cellule œdométrique, conduite de la contre pression, de la pression interstitielle et de la chambre par laquelle est appliquée la pression verticale, afin d'éviter la présence d'air; cette opération peut se faire avant la mise en place de l'éprouvette dans la cellule.

I.5.2.2.1.5.4. 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 a cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée a la partie inférieure.

I.5.2.2.1.5.5. Remarque

L'essai proprement dit consiste à soumettre l'échantillon à la série de charges et mesurer le tassement de l'échantillon au cours du temps sous chacune de ces charges et chacune d'elles sera maintenue 24h, mais dans notre cas, lorsqu'on placera les charges, on attendra que l'échantillon commence à terminé de tasser et commence à gonfler pour qu'on puisse noter le tassement, tout de suite après on place une autre charge [7].

I.6. Méthode d'amélioration et de renforcement des sols mous

I.6.1. Drains verticaux

I.6.1.1. Description et principe de fonctionnement

Cette technique est utilisée pour accélérer les tassements de consolidation des sols fins saturés de faible perméabilité. La durée de la consolidation des sols est proportionnelle au carré de la distance de drainage. L'introduction de colonnes verticales drainantes dans un massif de forte épaisseur permet de raccourcir fortement cette distance de drainage et de contrôler ainsi les vitesses de consolidation. Les drains verticaux ont été initialement exécutés en sable. Les drains plats préfabriqués sont en général moins onéreux actuellement. L'eau sortant des drains doit être évacuée sous le remblai (couche drainante). Cette technique n'a d'effet que sur la vitesse de tassement (le tassement doit être créé par ailleurs) [19].



Figure I.10 Installation des drains verticaux [20].



Figure I.11 Chantier de réalisation des drains verticaux [15].

I.6.1.2. Domaine d'application

Couches d'argile ou de limons compressibles de 3 à 50 m de profondeur. Pour les sols organiques, le fluage doit être pris en compte spécifiquement dans les études de faisabilité. Les drains verticaux sont souvent associés à des surcharges provisoires. Ils sont en pratique toujours considérés comme indispensables à la consolidation atmosphérique [19].

I.6.2. Préchargement

I.6.2.1. 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 (Fig. II.12) : - produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;

- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol [15].

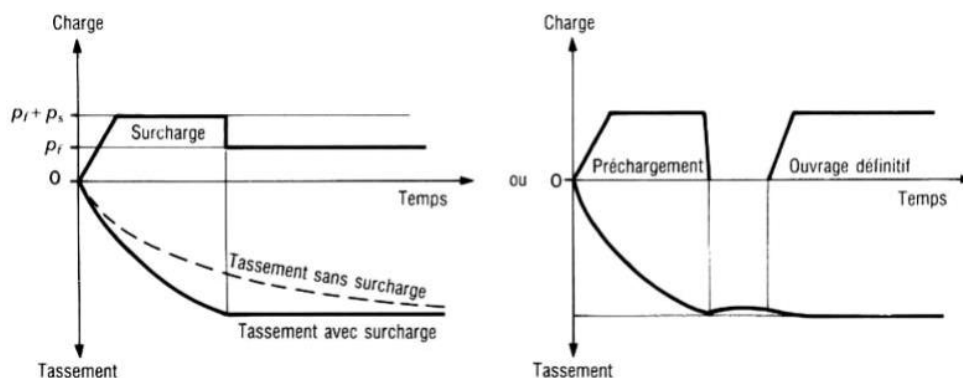


Figure I.12 Principe de préchargement pour le contrôle des tassements [16].

I.6.2.2. Domaine d'application

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité). Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

- ✚ Surcharge en terre (I.13.a).
- ✚ La consolidation atmosphérique (I.13.b) (I.13.c).

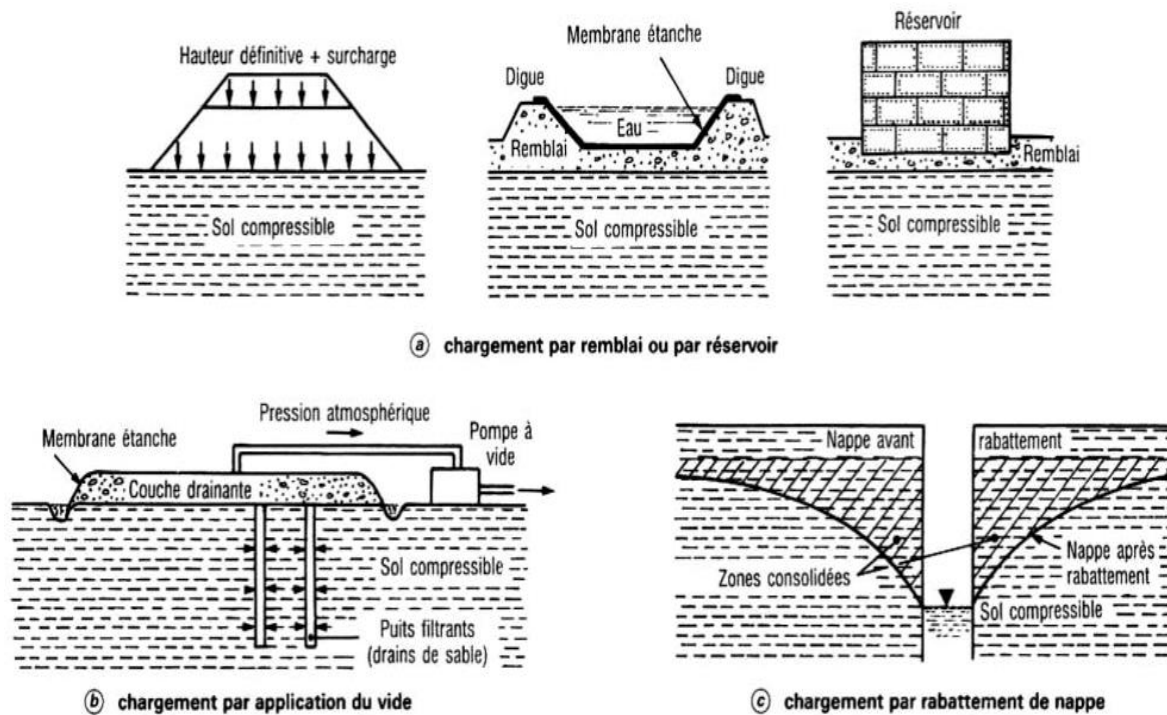


Figure I.13 Techniques de préchargement [17].

I.6.3. Colonnes ballastées

I.6.3.1. Description et principe de fonctionnement

On réalise d'abord un forage jusqu'à la profondeur désirée (10 ou 20 m au maximum) au moyen d'une aiguille vibrante, corps cylindrique de 30 à 40 cm de diamètre et de quelques mètres de longueur comportant un vibreur cette aiguille vibrante pénètre dans le sol sous l'action de son propre poids, conjuguée à un lançage en pointe, le lançage peut être réalisé à l'eau ou à l'air.

Un réseau de colonnes de ballast compacté est constitué dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante ou d'un tube battu pilonné. Ces colonnes agissent comme points de renforcement du sol mou. Elles améliorent la stabilité et diminuent les tassements en reportant une partie de la charge sur le substratum. Elles servent aussi de drains verticaux. [19].

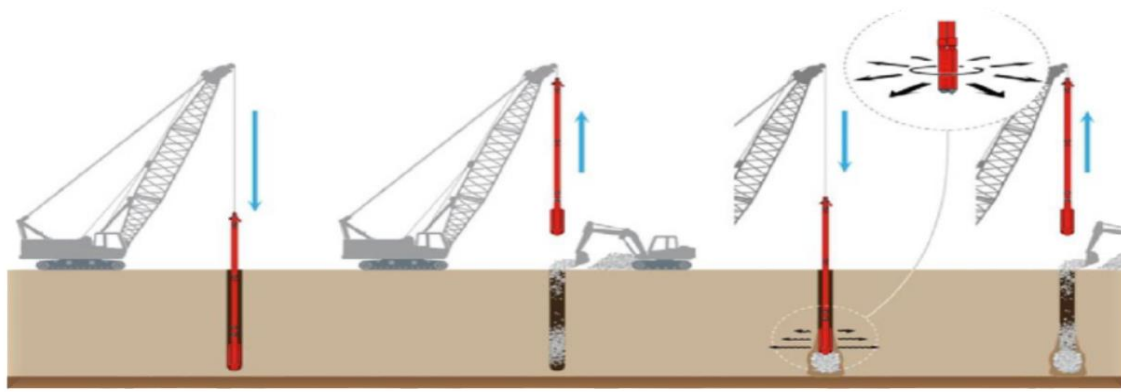


Figure I.14 Phases d'exécution des colonnes ballastées [20].

I.6.3.2. Domaines d'application

- ✚ Ouvrages
- ✚ Conditions géotechniques du sol
- ✚ Sols naturels
- ✚ Sols anthropiques
- ✚ Couche d'ancrage
- ✚ Ballast

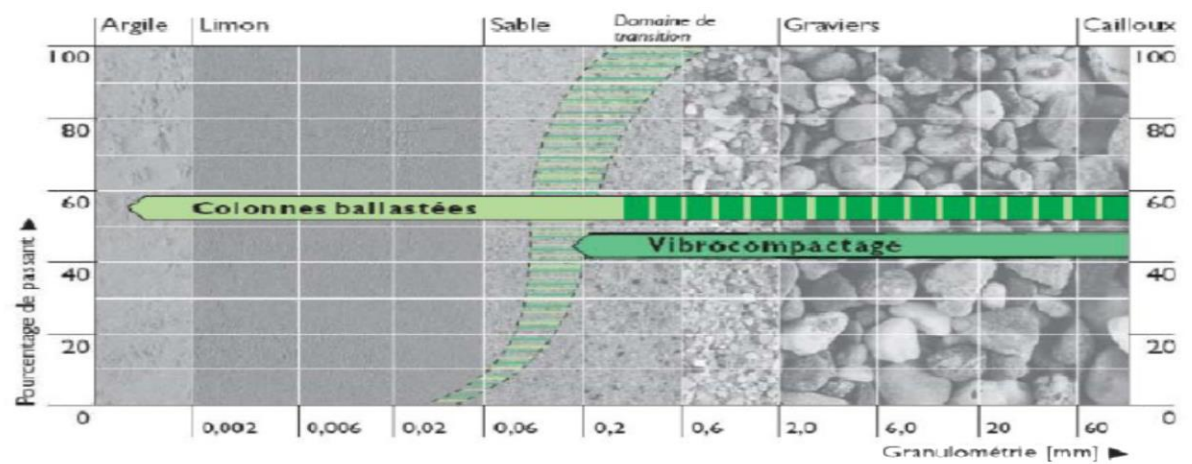


Figure I.15 Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées [15].

I.6.4. Substitution dynamique ou plots ballastés pilonnés

I.6.4.1. Description et principe de fonctionnement

Lorsque la teneur en fines du sol à traiter augmente, l'efficacité du pilonnage diminue jusqu'à un point où il ne sert plus à rien d'augmenter l'énergie, le sol ne se compactant plus.

La substitution dynamique est une extrapolation du compactage dynamique dans laquelle l'énergie de pilonnage est utilisée pour créer de larges colonnes de matériaux granulaires, appelés plots ballastés, au sein d'un volume de sol pas ou peu compactable.

Comme ces colonnes sont réalisées depuis la surface, il y a évidemment une limitation de la profondeur pouvant être atteinte. Il est cependant relativement classique de réaliser des colonnes de 2.5 à 3.0 m de diamètre jusque à des profondeurs de l'ordre de 5 m. Dans certains cas, il est possible d'étendre un peu l'application de cette technique en réalisant des pré-excavations au droit des points de traitement pour atteindre des profondeurs d'environ 6m. [8]



Figure I.16 Technique de la substitution dynamique [22].

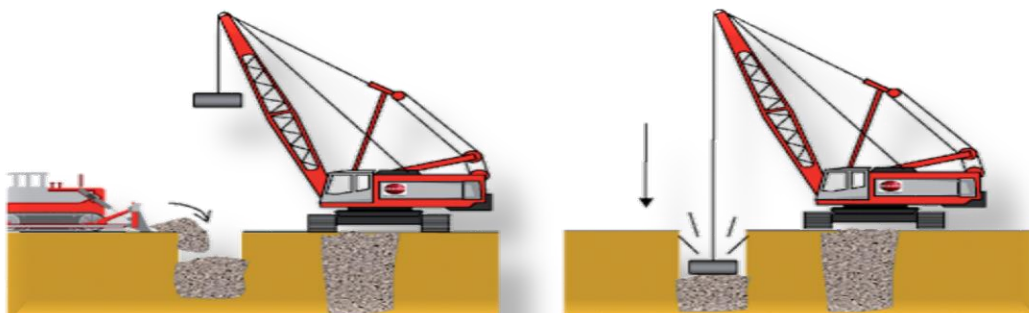


Figure I.17 Processus de réalisation des plots ballastés [22].

I.6.5. Le compactage dynamique (ou pilonnage)

I.6.5.1. Description et principe de fonctionnement

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 [15].



Figure I.18 Exemples de chantiers de compactage dynamique [22].

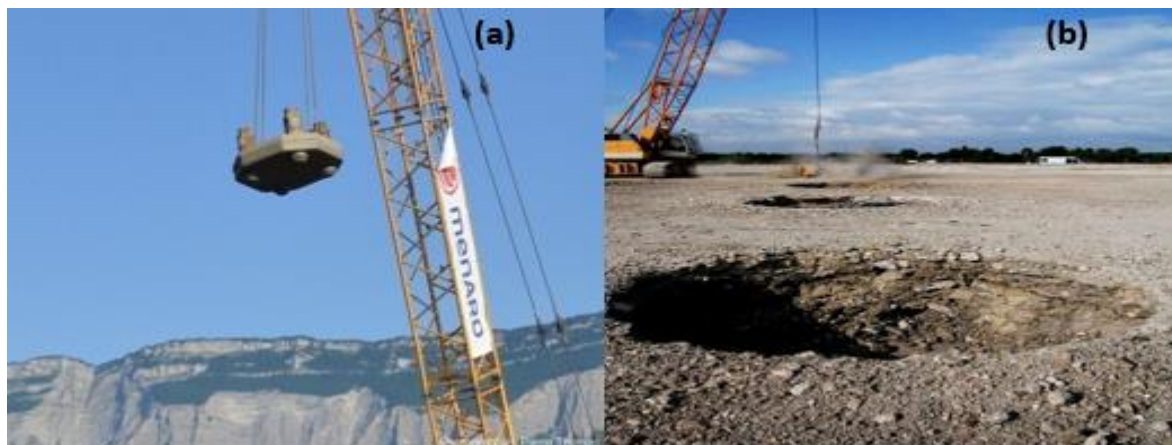


Figure I.19 Exemple d'un pilon (a) et l'empreinte laissée après sa chute (b) [22].

I.6.6. Inclusions rigides

I.6.6.1. Description et principe de fonctionnement

Le principe du renforcement est illustré par la (Figure I.20). La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

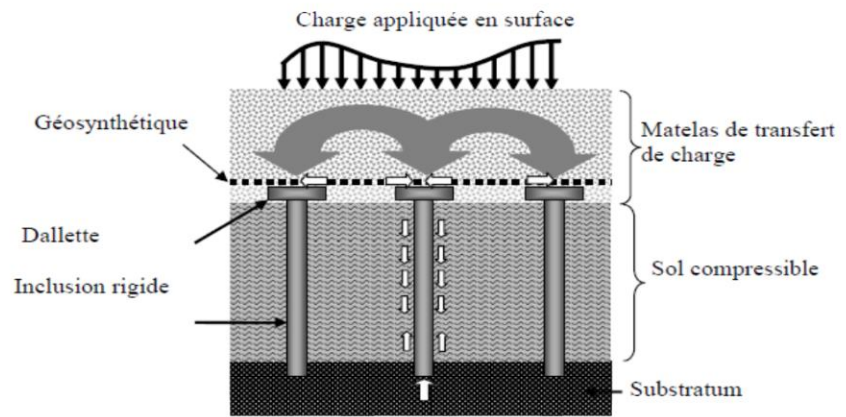


Figure I.20 Principe de la méthode [21].

I.7. Conclusion

L'accélération des tassements dans les zones compressibles est très importante dans les géotechniques, les méthodes de renforcement des sols compressible sont très efficaces, et la méthode de la plus efficace selon le temps de construction et l'accélération de phénomène de consolidation est la méthode des drains verticaux avec préchargement.

Chapitre II :

II.1. Présentation de site étudié

II.1.1. Description du site

La piste de l'héliport, construite en janvier 2019, a une superficie de 7000 m², soit 100m de longueur (Nord-Sud) et 70 m de largeur (Est-Ouest). Un chemin menant vers la piste fait une longueur d'environ 50 m et une largeur de 6 m (voir Figure b), Il s'agit d'une piste d'héliport endommagée au niveau d'un site militaire. D'après les investigations géotechniques réalisées par le laboratoire.

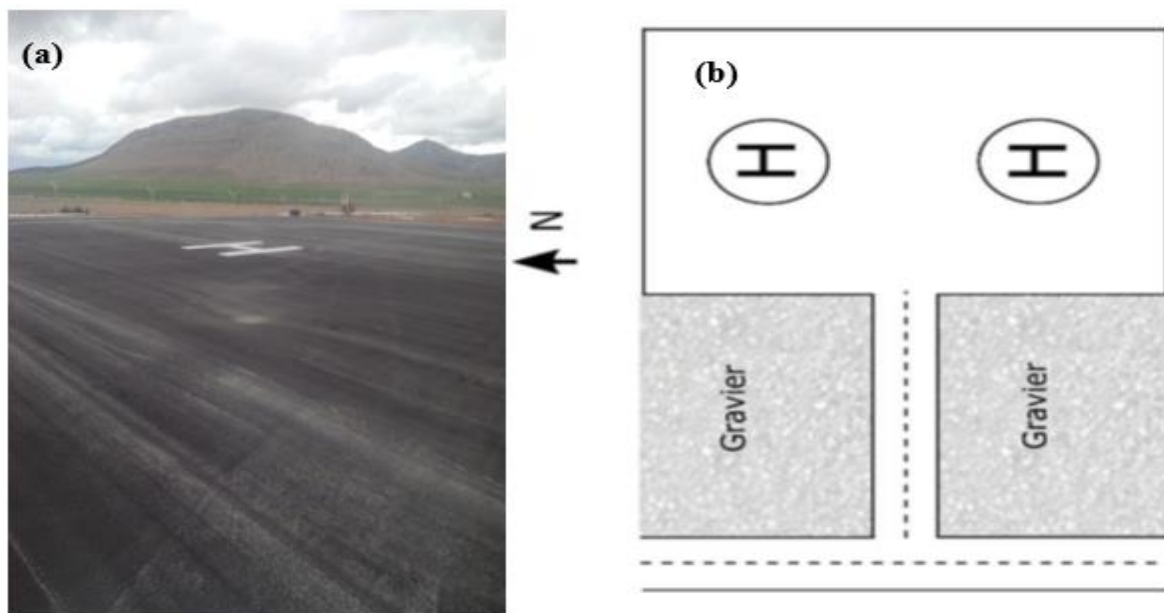


Figure II.1 Avant l'endommagement (a) piste d'un l'héliport (b) Schéma descriptif du site.



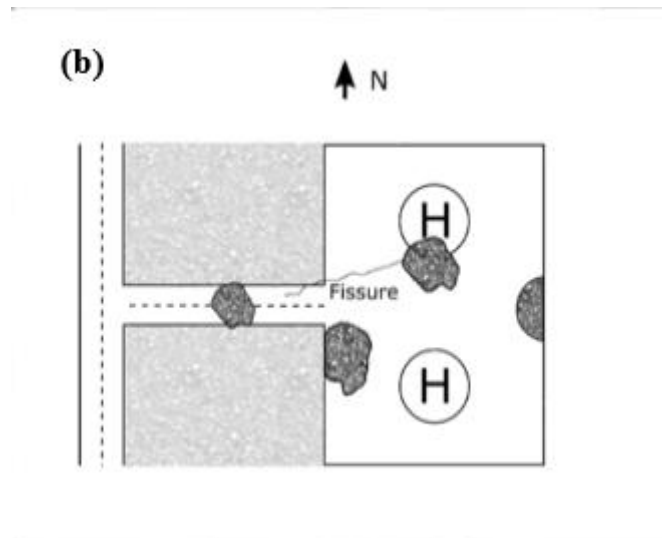


Figure II.2 D'après l'endommagement (a) Effondrement des couches de forme.
 (b) Schéma explicatif des endommagements De la piste.

II.1.2. Identifications expérimentales des différentes couches du site

Pour savoir les différentes couches du site, nous avons utilisé les sondage carottes en dix points différents dans le site, le schéma suivant explique cela :

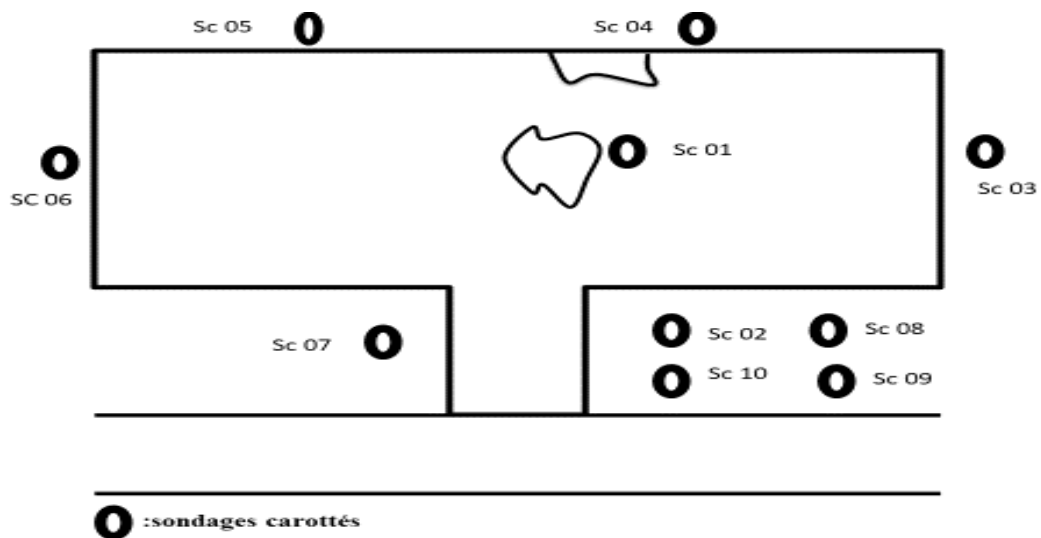
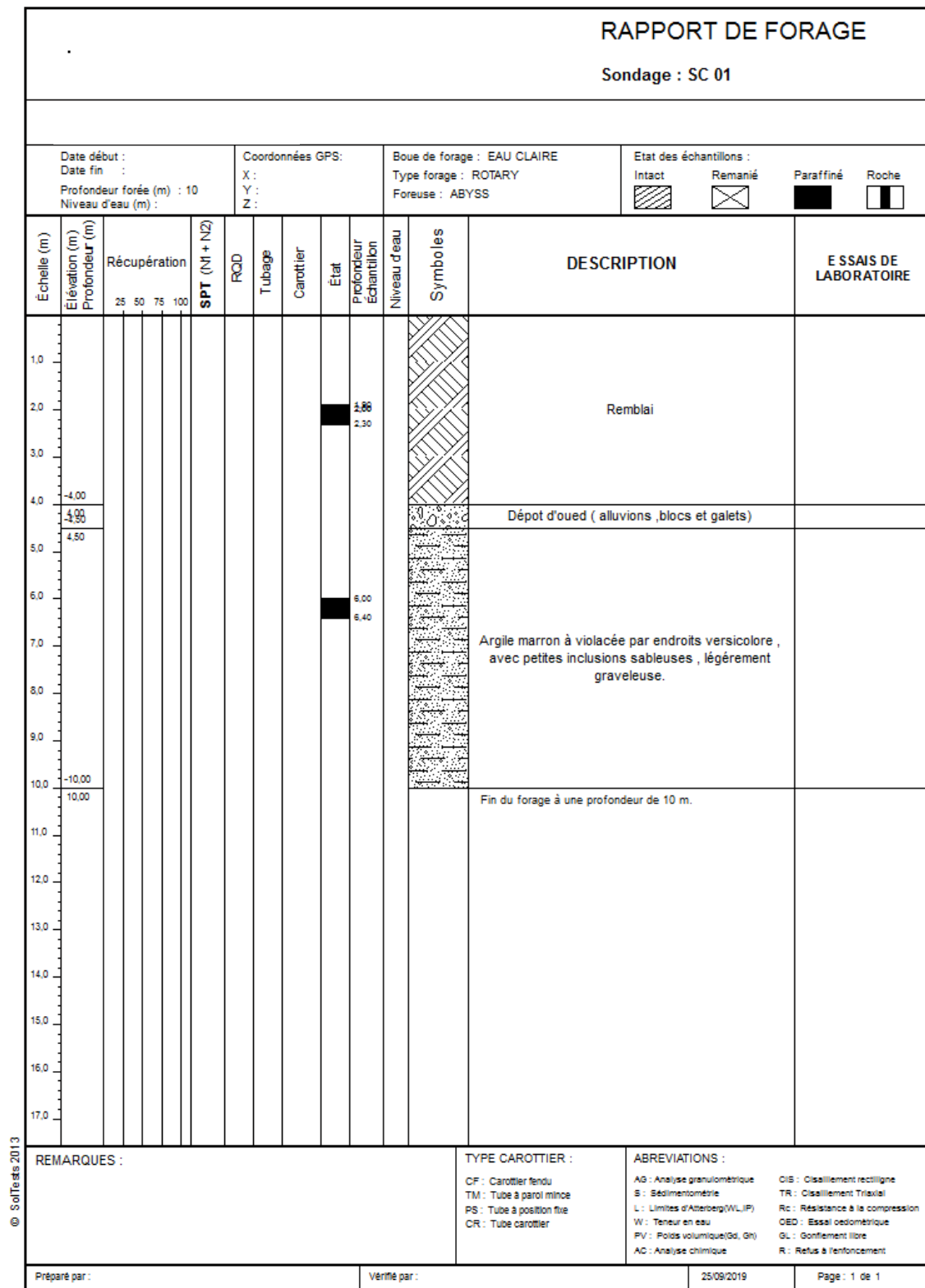


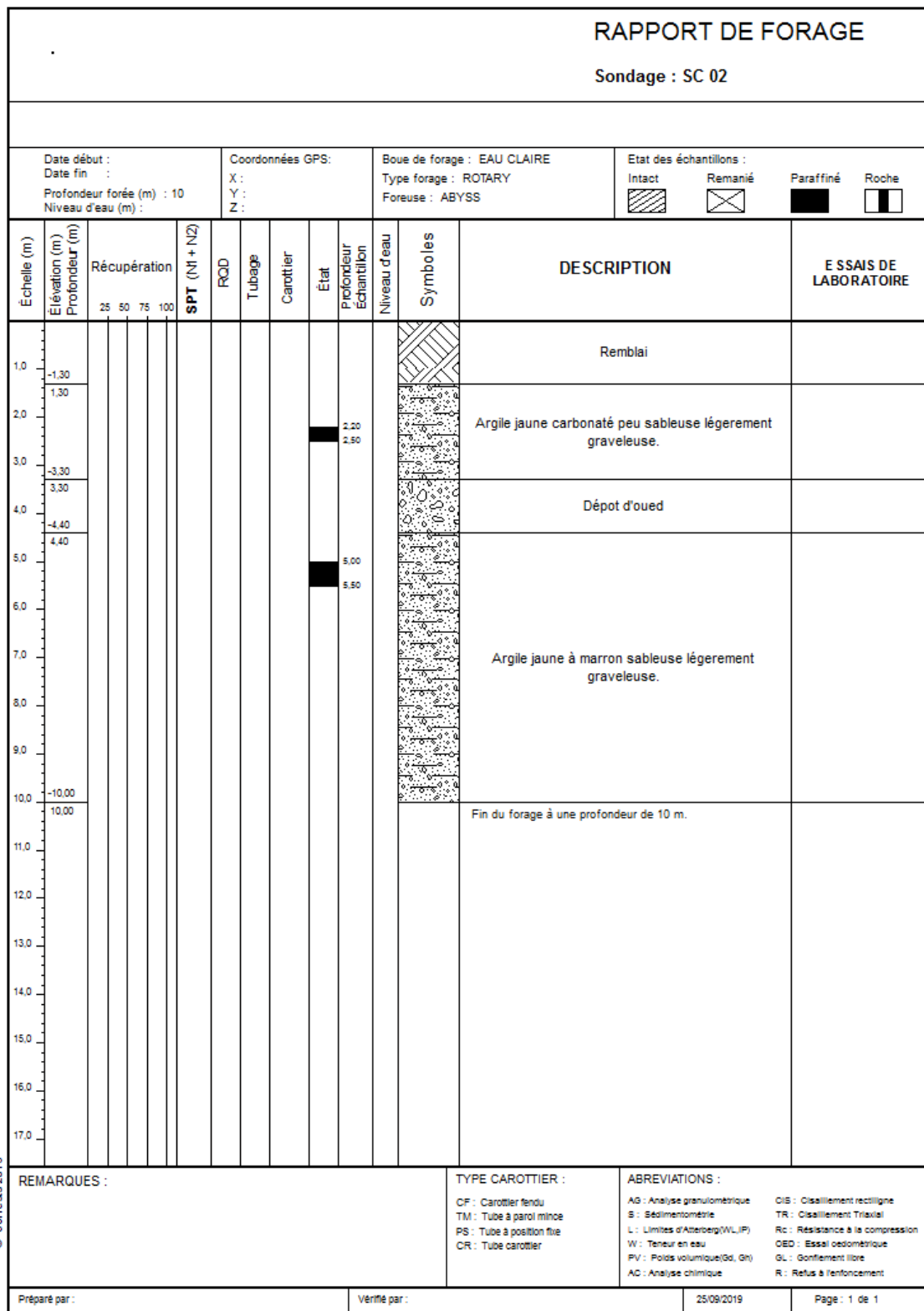
Figure II.3 Schéma explicatif implantation des travaux sondages carotté.

Le terrain sur lequel la piste est reposée, est formé principalement d'une couche de remblais et une couche d'une argile compacte extrait par sondages carottés, plan géologique de site qui est montre dans la figure (II.4) suivante:



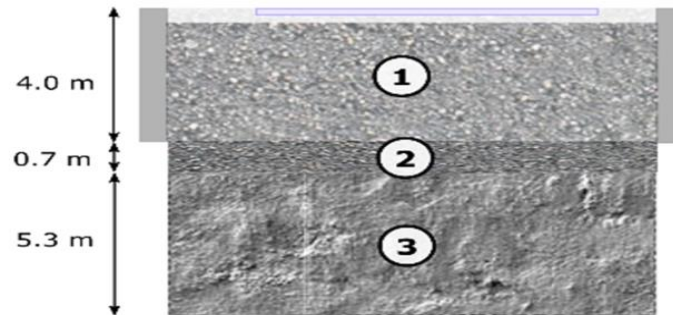
© SolTests 2013

Figure II.4 Plan géologique du premier sondage de site.



© SolTests 2013

Figure II.5 Plan géologique du 2ème sondage de site.



- 1- Remblai
- 2- Dépôt alluvionnaire
- 3- Argile marron à violacée légèrement graveleuse

Figure II.6 Coupe géologique du premier sondage réalisé.

La figure II-7 montre l'échantillon extrait de la couche d'argile marron à violacée

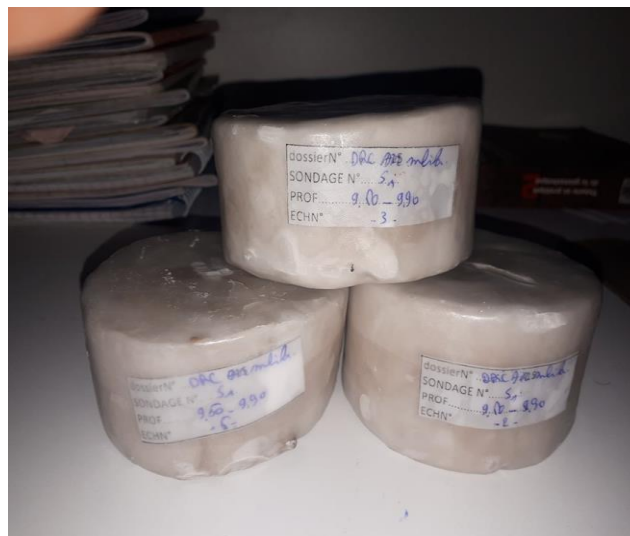


Figure II.7 L'échantillon de la couche d'argile dans laquelle nous serons travaillés.

II.2. Résultats d'œdométrie

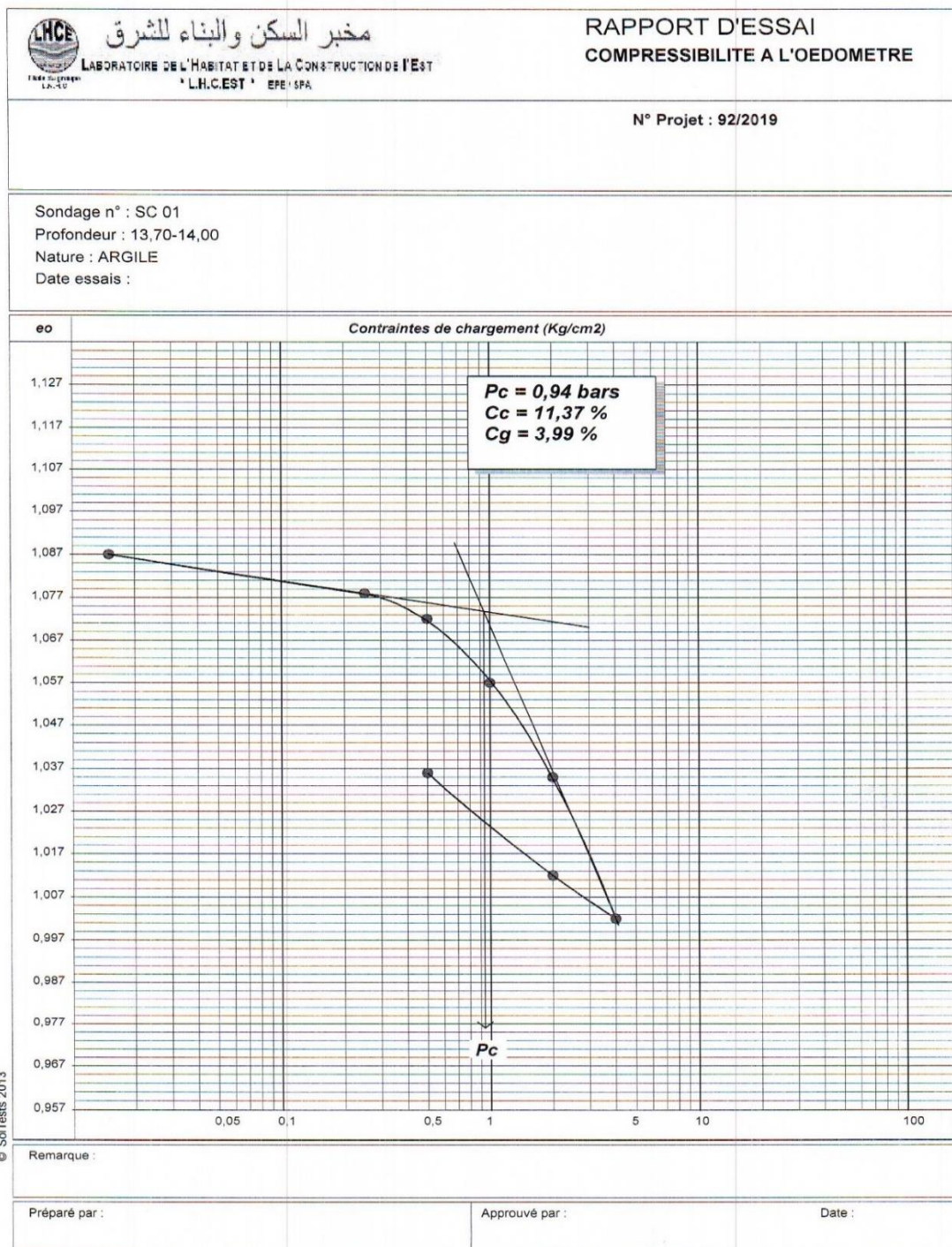


Figure II.8 courbe oedométrique argile.

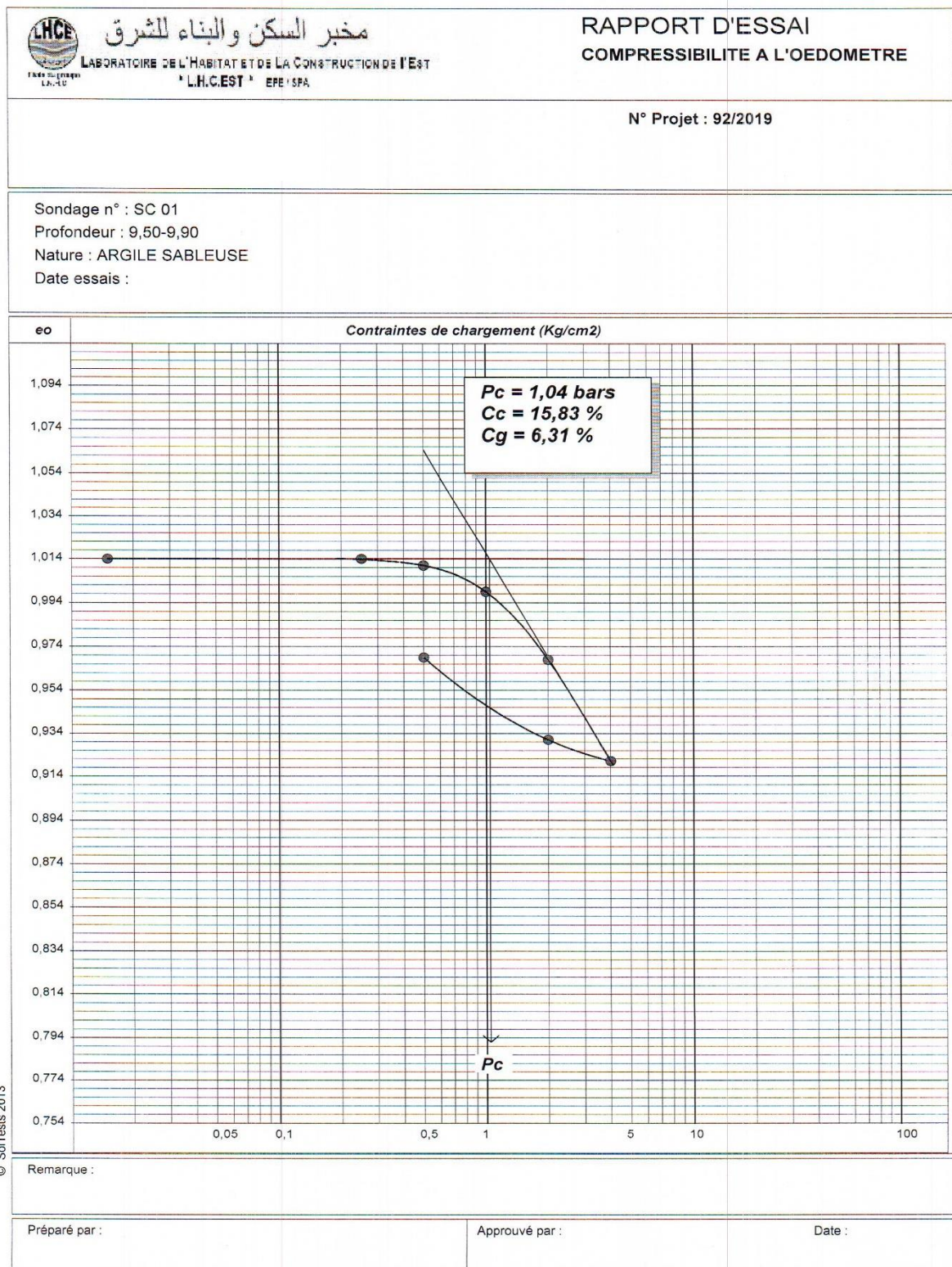
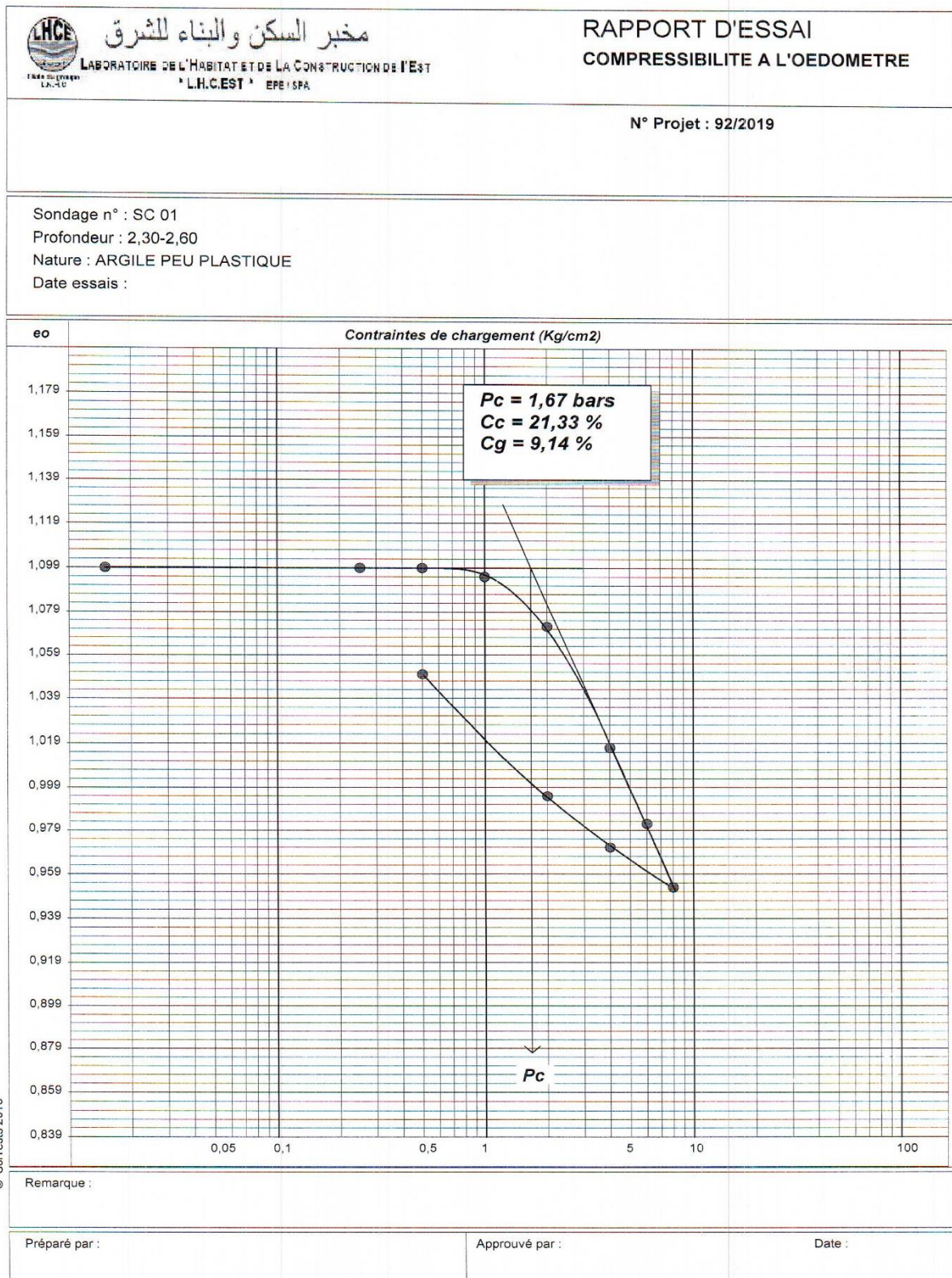


Figure II.9 courbe oedométrique argile sableuse.



© SolTests 2013

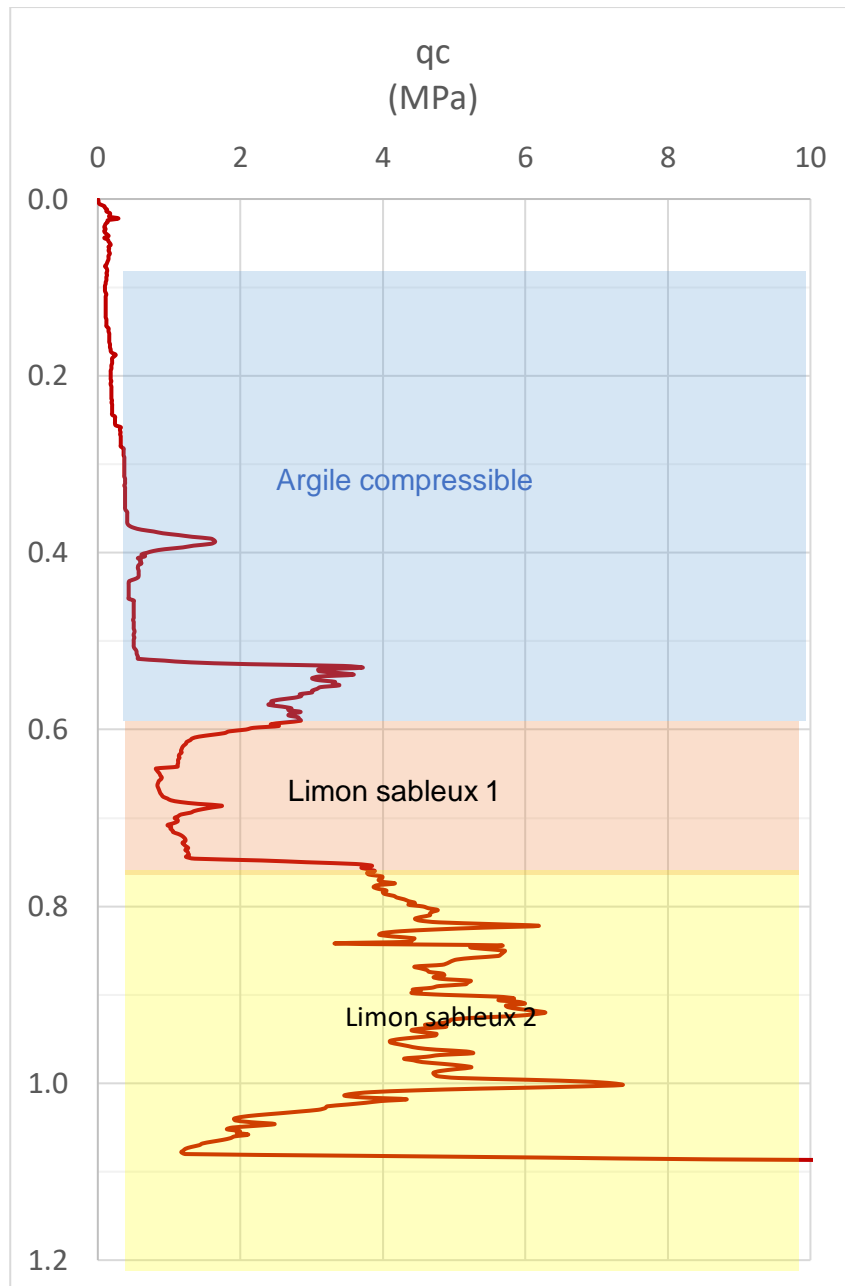
Figure II.10 courbe oedométrique argile peu plastique.

Les Figures II-8, 9 et 10 présentent les résultats des essais oedométriques réalisés sur l'argile. Ces résultats montrent un artéfact sur la réalisation des essais. En effet, la première partie de courbe qui était censée avoir une légère pente qui représente la partie pseudo-élastique, présente sur les courbes une courbe linéaire ce qui n'est pas logique. Cela peut être expliqué par un problème de mise en contact sur piston de bâti avec l'éprouvette et le système d'acquisition des données a donc enregistré des points pendant que le piston n'était pas en contact et certainement le technicien n'a pas fait attention à ce problème.

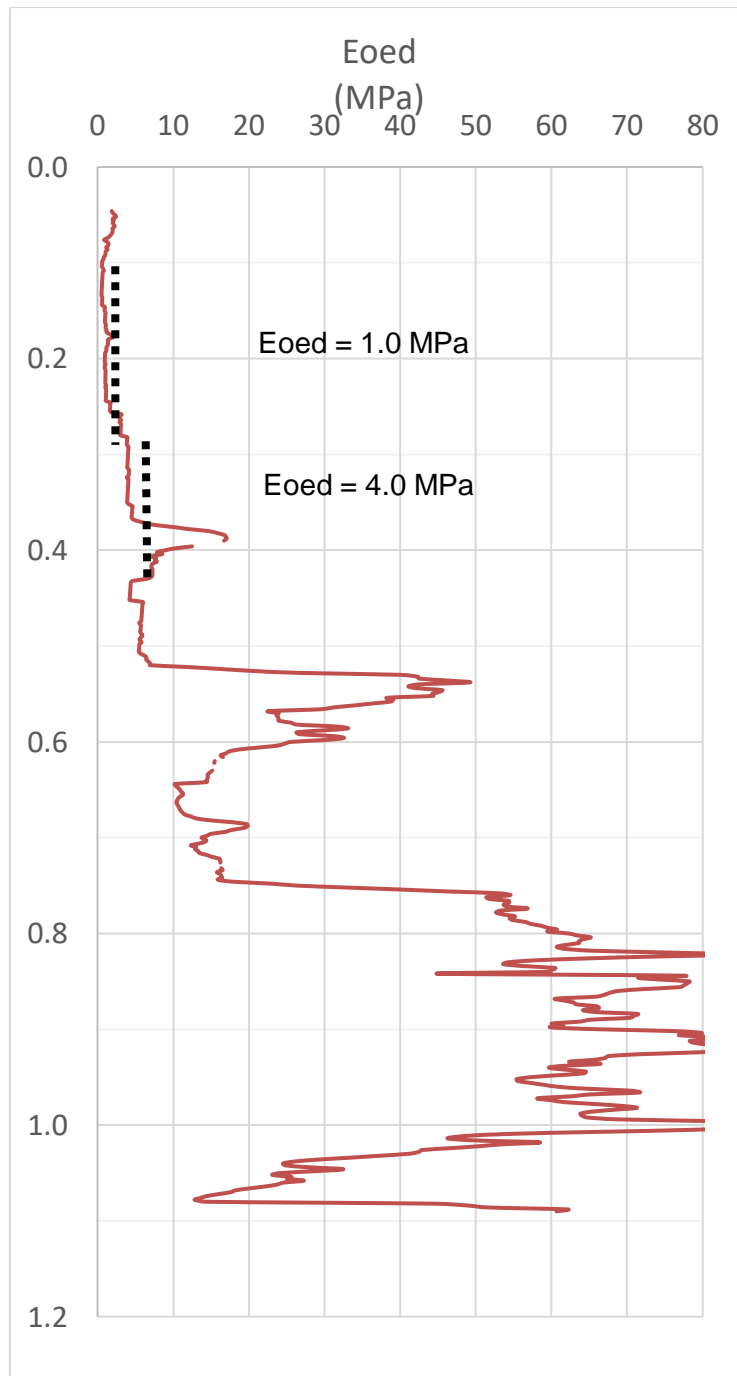
Les résultats de ces essais ont montré que l'argile est argile compressible avec un indice de compression égale à 0,2 ce qui peut donner un indice sur les endommagements constatés sur la piste.

II.3. Résultats d'un des essais CPTu réalisés sur le site

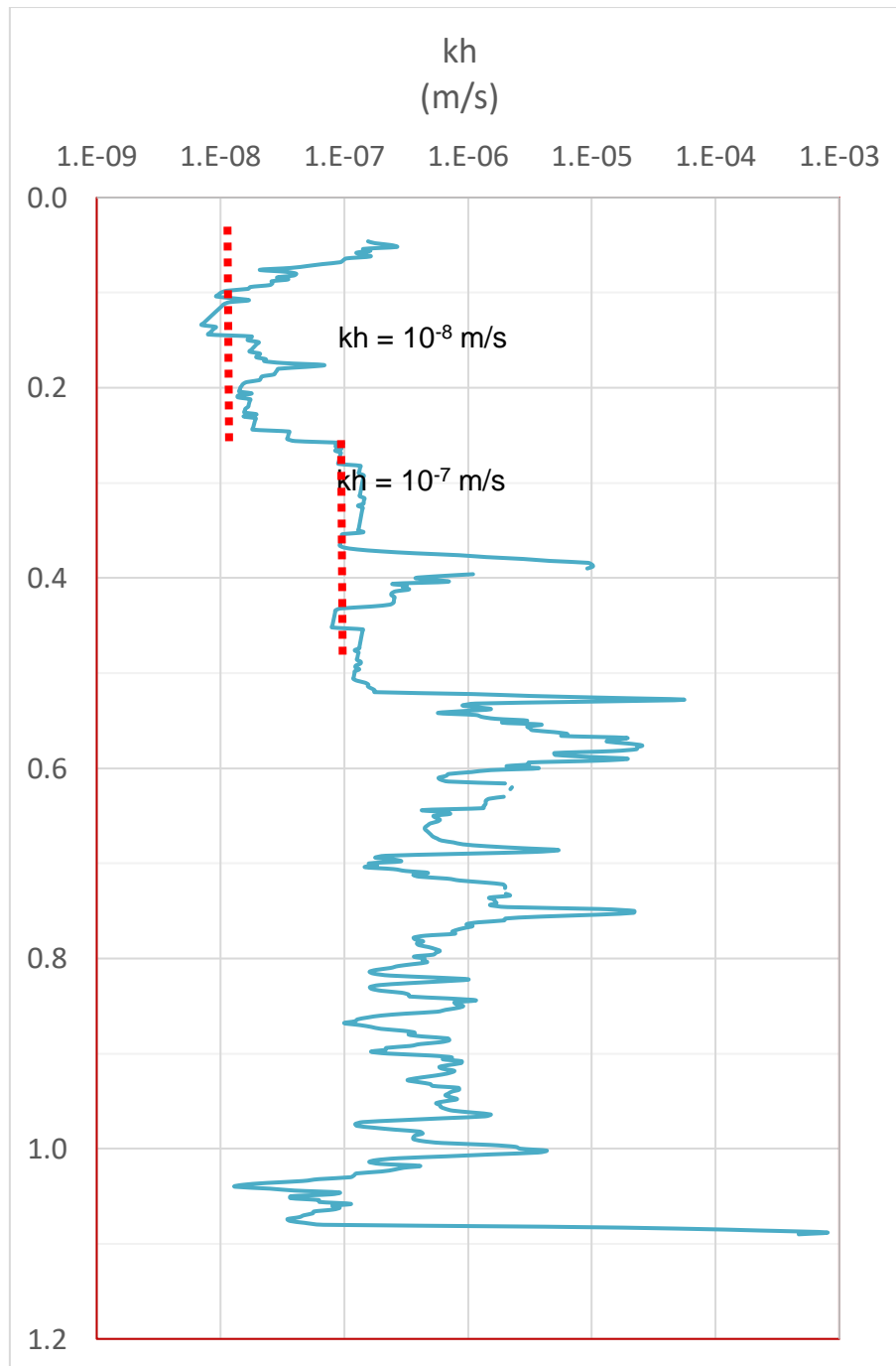
La Figure II-11 présente les résultats de l'un des essais CPTu réalisés sur le site. Il est à rappeler que le but principal de la réalisation de ce type d'essai dans cette étude est de déterminer avec une façon fiable le profil de coefficient de consolidation sur la couche d'argile compressible. Ce coefficient peut être déduit des valeurs de module œdométrique et celles de la perméabilité présentées sur la même figure.



(a)



(b)



(c)

Figure II.11 Résultats typiques d'un essai de pénétration au cône (a) résistance en pointe (b) module oedométrique (c) perméabilité horizontale

II.4 Conclusion

Nous avons couvert dans ce chapitre la définition de site qui à contient deux couches argile et remblai, ensuite nous avons présenté les résultats odométriques et résultats de pénétration statique ou piézocone (CPTU).

Chapitre III :

III.1. Introduction

Le présent rapport comporte une expertise sur une piste d'héliport endommagée. La piste de l'héliport, a une superficie de 7000 m², soit 100 m de longueur (Nord-Sud) et 70 m de largeur (Est-Ouest). Un chemin menant vers la piste fait une longueur d'environ 50 m et une largeur de 6 m (voir Figure III.1). La piste est construite après avoir réalisé un terrassement (déblai) sur le site en question.



Figure III.1 photo et schéma descriptif du site

Le présent chapitre est destiné à présenter notre analyse (origine du problème), suite aux résultats des sondages et essais géotechniques, sur les problèmes des tassements importants constatés au niveau de la nouvelle piste.

III.2. Rappel sur les conditions géotechniques du site

Neuf sondages géotechniques ont été réalisés par le laboratoire, afin de définir le profil de sol et les paramètres géotechniques des différentes couches rencontrées dans le site du projet. Des essais œdométriques sur des éprouvettes prises des différentes couches rencontrées ont été réalisés par le laboratoire. Le Tableau 1 récapitule les principales données géotechniques obtenues à partir du sondage S01. Ce sondage a été choisi comme sondage de référence étant donné qu'il représente le cas le plus défavorable du site.

Couche		Epaisseur [m]	γ [kN/m ³]	e_0 [-]	C_c [-]	C_s [-]	w [%]	C_v [m ² /s]
Couche 1	Remblai	4.5	21.5	0,784	0.12	0.02	-	-
Couche 2	Argile	> 6.0(*)	19.0	0.82	0.2	0.02	-	5×10^{-8}

Tableau III.1 Paramètres géotechniques.



Figure III.2 présentée l'origine du problème.

III.2. Estimation du tassement

Le tassement de la couche d'argile compressible peut être estimé à partir des résultats des essais œdométriques réalisés sur les différentes couches et l'équation suivante :

$$\Delta h = \left[\frac{H.Cc}{1+e_0} \right] \cdot \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_i}\right) \quad (\text{III.1})$$

Comme on peut constater dans l'équation ci-dessus le tassement est en fonction de l'épaisseur H de la couche d'argile. Etant donné que tous les sondages ont été arrêtés à 10 m de profondeur donc l'épaisseur de la couche d'argile H exacte reste inconnue. « Le choix de cette profondeur était basé sur le fait que les endommagements constatés viennent de la couche de remblai situé juste au-dessous de la piste et ayant une profondeur de 4m ». Pour cela nous donnons sur le tableau 2 des estimations des tassements dû au poids de remblai selon différentes épaisseurs de la couche d'argile (sans tenir en compte de tassement du remblai). Dans ce calcul nous avons considéré le cas le plus défavorable qui est représenté dans le sondage S1 qui montre une couche de remblai de 4m posée sur une couche d'argile d'épaisseur H.

$$\sigma_i = \gamma' * z \quad (\text{III.2})$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (\text{III.3})$$

$$\gamma' = 19 - 10 = 9 \frac{KN}{m^3} \quad (\text{III.4})$$

Couche argile double drine $\frac{z}{2}$

Cas sol normalement consolidé La formule suivante :

$$S = \Delta H = \frac{h}{1+e_0} (c_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}) \quad (III.5)$$

Cas couche argile h= 6 double drine $\frac{h}{2}$

$$\sigma_i = 3 * 9 = 27 \frac{KN}{m^2}$$

Remblai h=4.5m

$$\sigma'_f = \sigma_i + \gamma_r * z \quad (III.6)$$

$$\sigma'_f = 27 + 21.5 * 4.5 = 123.75 \frac{KN}{m^2} \quad (III.7)$$

$$S = \Delta H = \frac{6}{1+0.82} (0.2 * \log (\frac{123.75}{27})) = 0.43 \text{ m} \quad (III.8)$$

H = 8m

$$\sigma_i = 4 * 9 = 36 \frac{KN}{m^2} \quad (III.9)$$

$$\sigma'_f = 36 + 21.5 * 4.5 = 132.75 \frac{KN}{m^2} \quad (III.10)$$

$$S = \Delta H = \frac{8}{1+0.82} (0.2 * \log (\frac{132.75}{36})) = 0.49 \text{ m} \quad (III.11)$$

H = 10m

$$\sigma_i = 5 * 9 = 45 \frac{KN}{m^2} \quad (III.12)$$

$$\sigma'_f = 45 + 21.5 * 4.5 = 141.75 \frac{KN}{m^2} \quad (III.13)$$

$$S = \Delta H = \frac{10}{1+0.82} (0.2 * \log (\frac{141.75}{45})) = 0.54 \text{ m} \quad (III.14)$$

H=12m

$$\sigma_i = 6 * 9 = 54 \frac{KN}{m^2} \quad (III.15)$$

$$\sigma'_f = 54 + 21.5 * 4.5 = 150.75 \frac{KN}{m^2} \quad (III.16)$$

$$S = \Delta H = \frac{12}{1+0.82} (0.2 * \log (\frac{150.75}{40})) = 0.58 \text{ m} \quad (III.17)$$

H (m)	Dh (cm)
6	0.43
8	0.49
10	0.54
12	0.58

Table III.2 estimation des tassements de la couche d'argile selon son épaisseur.

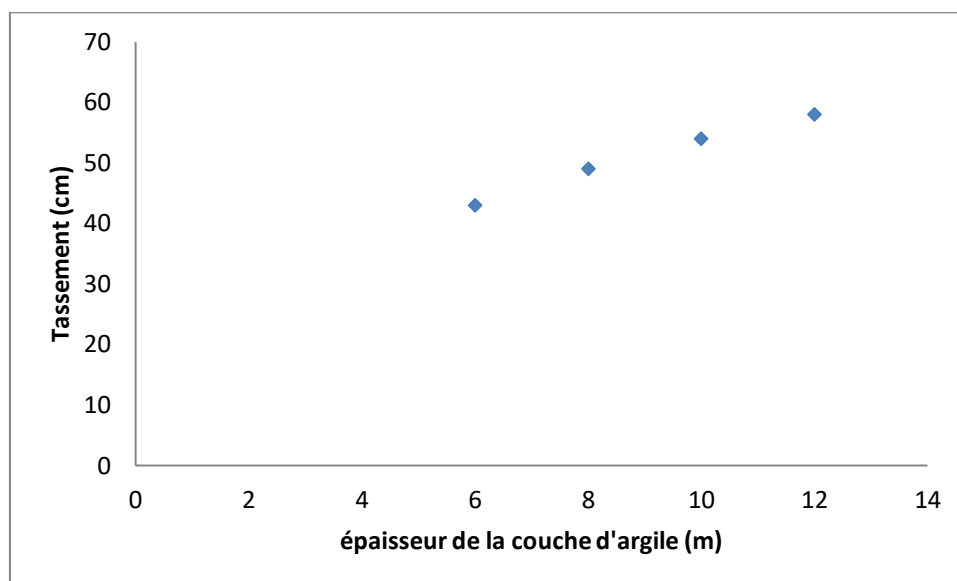


Figure III.3 Courbe tassement en fonction épaisseur de la couche d'argile.

Les données ont mis en évidence la présence d'une couche d'argile compressible avec une épaisseur supérieure à 6 m. Des essais complémentaires sont nécessaires pour affiner le modèle géotechnique, notamment l'épaisseur de la couche d'argile. Les essais CPTu sont très recommandés pour ce type d'expertise car ils permettent, d'une part, d'obtenir la résistance en pointe et le frottement latéral. D'une autre part, ils donnent également un accès sur la nature du sol et son état de consolidation à partir des corrélations existantes.

Les calculs du tassement présentés dans la section ci-dessus (III-2) ont permis d'estimer l'amplitude de tassement de la couche d'argile qui n'est pas complètement consolidée sous le poids de remblai. Les valeurs de tassement trouvées de l'ordre de 0,5m sont des valeurs relativement considérables par rapport au projet. L'évolution de ce tassement en fonction du temps peut être évaluée via le coefficient de consolidation C_v . Pour cela, ce paramètre est calculé à partir des essais complémentaires sur l'argile en question.

La mise en place du remblai avant la construction de la nouvelle piste a imposé des contraintes additionnelles importantes à la couche d'argile compressible. Ces contraintes induisent des tassements résiduels importants (une fourchette des tassements en fonction de l'épaisseur du sol compressible a été détaillée dans la section III-2). Nous rappelons que les remblais fondés sur des sols cohésifs (argiles, limons) saturés vont subir des tassements durant une période de temps relativement longue, à l'inverse des sols à dominante sableuse dans lesquels le tassement est obtenu aussitôt que les charges sont appliquées. Les tassements à long terme des sols

argileux sous des charges constantes sont appelés tassements de consolidation. Ces sols argileux sont habituellement complètement saturés, et les tassements ne peuvent alors se produire que si une partie de l'eau présente dans le sol est expulsée de ses pores. Dû à la faible perméabilité des sols argileux, l'évacuation des pressions interstitielles est un processus très lent, qui peut s'étendre sur une durée relativement importante de l'ordre de plusieurs années.

Lors de nos visites sur le site nous avons constaté qu'il y a une venue d'eau de côté sud-est vers le site en question surtout en période pluviale. Il est à noter que ces eaux ne contribuent en aucune manière sur l'amplification de ces tassements étant donné que l'argile est déjà saturée et que le défi est de dissiper la surpression interstitielle présente dans les pores de l'argile et provoquée par le poids du remblai.

III.3. Solutions proposées

En se basant sur les données géotechniques disponibles, nous proposons d'envisager les solutions suivantes :

- ✚ Drains Verticaux : cette solution permet de forcer la réalisation des tassements dans un délai donné. Un remblai de préchargement temporaire peut être également mis en place en complément du drainage vertical pour atteindre une consolidation primaire partielle ou totale et une garantie de plusieurs dizaines d'années sur la consolidation secondaire.
- ✚ Colonnes Ballastées : la technique des colonnes ballastées consiste à incorporer dans le terrain des matériaux granulaires compactés de manière à constituer des inclusions souples, présentant des caractéristiques mécaniques élevées et un fort caractère drainant. Les colonnes permettent ainsi d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude globale des tassements sous le remblai.

Sachant que la deuxième solution pourrait être relativement plus rapide en terme d'exécution étant donné qu'il n'y aura pas un pré-chargement à mettre en place. Cependant elle reste plus coûteuse par rapport à la première solution.

III.4. Dimensionnement de la solution retenue

La consolidation par drains verticaux s'applique aux sols peu perméables (argiles, limons, ...) afin d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation. Les drains verticaux préfabriqués en plastique souple, plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de plus de 50 mètres.

Le drain est installé par fonçage statique à l'intérieur d'un tube métallique (Figure III.4) ; la résistance en pointe des couches traversées ne doit pas excéder 50 bars environ.

A la base du tube, le drain est fixé à l'aide d'un sabot métallique perdu qui sert de plaque d'ancrage. Lorsque la profondeur de pénétration requise ou le refus sont atteints, le tubage est remonté et le drain qui reste ancré dans le sol est coupé à 15 cm environ au-dessus de la plateforme de travail.

Le tube est fixé à un mât à glissière lui-même accroché au bras d'une pelle hydraulique sur chenilles.

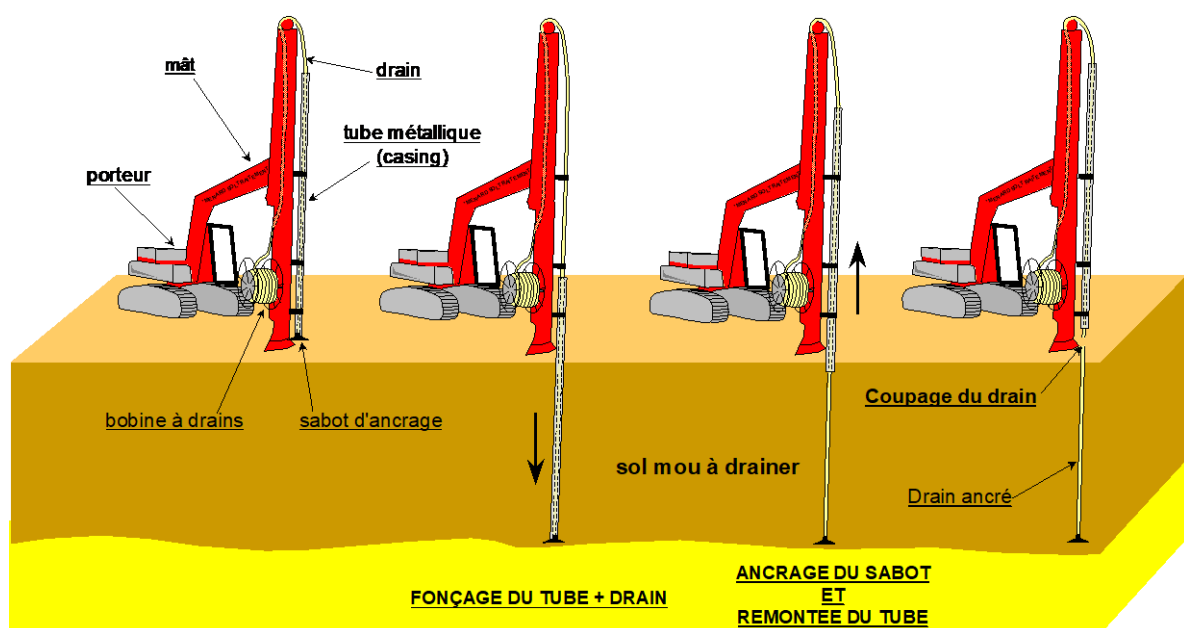


Figure III.4 Installation de drains verticaux.

III.5. Dimensionnement des Drains Verticaux

Hypothèses

Les hypothèses suivantes ont été considérées :

- ✚ La durée de préchargement pour la consolidation est de deux mois minimum ;
- ✚ La hauteur de préchargement est de 1 m au-dessus du niveau fini du projet ;
- ✚ Le degré de consolidation visé est de 85% ;
- ✚ 1 seule face drainante ;
- ✚ Épaisseur de l'argile compressible, $H = 10$ m ;
- ✚ Diamètre de drain, $d = 5$ cm ;
- ✚ $C_v = 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$;

$$C_r = 5C_v = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}.$$

Drainage horizontal

Pour estimer la consolidation horizontale, nous utilisons la formule de Barron.

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8C_h t}{D^2 \mu}\right) \text{ avec :}$$

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

$$n = D/d$$

$$D = \frac{2}{\sqrt{\pi}} L \text{ pour une maille carrée où } L \text{ est la distance entre deux drains.}$$

$$d \text{ (diamètre de drain)} = 0,05 \text{ m.}$$

Drainage vertical

La consolidation verticale est basée sur la théorie de Terzaghi.

$$U_v = \left(\frac{1}{1+\frac{1}{2T_v^3}}\right)^{1/6} \text{ avec : } T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

Drainage global

Le degré de consolidation globale est estimé à partir de la formule de Carillo.

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_r)$$

pour estimer la consolidation horizontale, nous utilisons la formule de Barron

$$U_r = 1 - e^{\left(\frac{-8 C_h t}{D^2 \mu}\right)} \tag{III.18}$$

Avec :

$$\mu = f(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \tag{III.19}$$

$$D = \frac{2}{\sqrt{\pi}} L \text{ pour une maille carrée où } L \text{ est distance entre deux drains et } n = \frac{D}{d} \text{ et } d \text{ (diamètre de drain)} = 0.05$$

la consolidation drainage vertical est basée sur la théorie de Terzaghi

$$U_v = \left(\frac{1}{1+\frac{1}{2 T_v^3}}\right)^{1/6} \tag{III.20}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \tag{III.21}$$

Le degré de consolidation drainage global est estimé à partir de la formule de Carillo

$$(1-U) = (1- U_v) (1- U_r) \tag{III.22}$$

$$d = 0.05\text{m} \quad L = 1.3\text{m}$$

$$t_v = \frac{5 \cdot 10^{-8} \cdot 5184000}{10^2} = 0.002592$$

$$U_v = \left(\frac{1}{1 + \frac{1}{2 (0.002952)^3}} \right)^{1/6} = 0.057 * 100 = 5.7 \%$$

$$(1-U) = (1- U_v) (1- U_r)$$

$$U_r = 1 - \frac{(1-0.85)}{(1-0.057)} = 0.84$$

$$D = \frac{2}{\sqrt{3.14}} 1.3 = 1.46$$

$$n = \frac{1.46}{0.05} = 29.2$$

$$\mu = f(n) = \frac{(29.2)^2}{(29.2)^2 - 1} \ln(29.2) - \frac{3 \cdot (29.2)^2 - 1}{4 \cdot (29.2)^2} = 2.63$$

$$0.84 = 1 - e^{\left(\frac{-8 \text{ ch } t}{D^2 \mu} \right)}$$

$$1 - 0.84 = e^{\left(\frac{-8 \text{ ch } t}{D^2 \mu} \right)}$$

$$\text{Ln}(0.16) = \frac{-8 \text{ ch } t}{D^2 \mu}$$

$$t = \frac{\ln(0.16) \cdot 1.46^2 \cdot 2.63}{8 \cdot 25 \cdot 10^{-8}} = 5.14 \cdot 10^6 \text{ s} = 60 \text{ jours}$$

paramètres	L'indice	Résultat
Degré de consolidation globale	U	0.85
Degré de consolidation verticale	U _v	0.84
Degré de consolidation horizontale	U _r	0.057
temps de consolidation verticale	t _v	0.002292
coefficient de consolidation	c _h (m ² /s)	25 × 10 ⁻⁸

coefficient de consolidation verticale	$c_v(\text{m}^2/\text{s})$	5×10^{-8}
temps	t (s)	5.14×10^6
Maille carrée	D (m)	1.46
Diamètre de drain	d (m)	0.05
Distance entre deux drains	L (m)	1.3
coefficient	n	29.2
coefficient	μ	2.63

Tableau III.3 Résultats dimensionnement des Drains Verticaux.

III.6. Conclusion

On en déduit avec les hypothèses du §3.1 qu'il est nécessaire d'avoir une maille carrée de 1,3 m x 1,3 m pour obtenir un degré de consolidation de $\geq 85 \%$ au bout de 2 mois.

Conclusion Générale

Conclusion général

Le présent rapport comporte une expertise sur une piste d'héliport endommagée. La piste de l'héliport, a une superficie de 7000 m², soit 100 m de longueur (Nord-Sud) et 70 m de largeur (Est-Ouest). Un chemin menant vers la piste fait une longueur d'environ 50 m et une largeur de 6 m. La piste est construite après avoir réalisé un terrassement (déblai) sur le site en question. Ce sol du site est formé principalement d'un remblai d'environ 4m d'épaisseur reposée sur une couche d'argile compressible.

La mise en place du remblai avant la construction de la nouvelle piste a imposé des contraintes additionnelles importantes à la couche d'argile compressible. Ces contraintes induisent des tassements résiduels importants (une fourchette des tassements en fonction de l'épaisseur du sol compressible a été détaillée dans la section III-2). Nous rappelons que les remblais fondés sur des sols cohésifs (argiles, limons) saturés vont subir des tassements durant une période de temps relativement longue, à l'inverse des sols à dominante sableuse dans lesquels le tassement est obtenu aussitôt que les charges sont appliquées. Les tassements à long terme des sols argileux sous des charges constantes sont appelés tassements de consolidation. Ces sols argileux sont habituellement complètement saturés, et les tassements ne peuvent alors se produire que si une partie de l'eau présente dans le sol est expulsée de ses pores. Dû à la faible perméabilité des sols argileux, l'évacuation des pressions interstitielles est un processus très lent, qui peut s'étendre sur une durée relativement importante de l'ordre de plusieurs années.

Dans ce rapport le dimensionnement de la solution la plus adaptée au projet a été réalisé. Cette solution consiste à installer des drains verticaux qui traversent la couche d'argile en question, afin d'augmenter considérablement sa vitesse de consolidation. Le calcul effectué a montré qu'il faudrait installer ces tubes avec une maille carrée de 1,3m x 1,3 m avec préchargement de 1m au-dessus du niveau fini du projet. Cela nous mènera à atteindre un degré de consolidation très acceptable supérieur à 85% en deux mois après leur installation.

Cette solution, réalisée par la société « Menard », a coûté 2 euro/ml dans un projet de construction d'un petit centre commercial en France. Cette information pourrait servir juste pour essayer de donner une idée générale sur cout de cette solution. Il est à noter également que l'installation des inclusions rigides dans une piste d'aérodrome de l'aéroport de Nice a coûté environ 40 euro/ml réalisée par la même société.

Conclusion général

Références

- 1) AZZAZ Ibtissam & CHOUIKHA Safia, Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mou traité par des colonnes ballastées entourées par géosynthétique, Université Ziane Achour – Djelfa, 2017.
- 2) Olivier SORIN, Antoine ROUGIER, Laurent COLSON, Caroline NOTRE DAME, Jean-Charles CEZARD, Stéphane HUGUET, et Catherine JACQUARD et al. ,FONDASOL, 1958, "<http://www.fondasol.fr/>" .
- 3) SOLER, Magalie, et al. "Avant-Projet Détaillé de trois passages Spéciaux par forages dirigés ou microtunnelier pour la conduite d'eau potable DN 700 «Préizerdault-Junglinster»." (2007).
- 4) Nesrine Guettafi, "COMPORTEMENT DES SOLS MOUS LORS D'UN ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE " Published 2012.
- 5) Jonathan HAUTECLER, Comparaison de méthodes de dimensionnement de pieux sous charge axiale à partir de l'essai pressiométrique et de l'essai au pénétromètre, Université de Liège, 2013-2014.
- 6) David Woeller et al, Conetec, 1985" <https://www.conetec.com/fr>".
- 7) ZIANI Mohammed El Amin et ZIOUECHE Abdelkader, ANALYSE DES TECHNIQUES DE DÉTERMINATION DES MODULES DE DÉFORMATIONS ENGÉOTECHNIQUE, 2013.
- 8) Claude Plumelle, Philippe Liausu, Laurent Briançon, Bruno Simon , Caractéristiques techniques du livre "Amélioration et renforcement des sols - Tome 1", Le Moniteur, 2018.
- 9) Melgani hemza, "remblai sur sol compressible amélioré avec drains verticaux", université mohamed khider –biskra, 2016.
- 10) Cassan, Maurice. Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols. Presses des Ponts, 2005.
- 11) BENDRISS, M. ZOUHEIR. "MODELISATION DES ESSAIS AU LABORATOIRE-ÉTUDE DE CAS D'UN TERRAIN RENFORCÉ PAR GEOTEXTILE DANS LA VILLE DE BOUINAN." (2018).

- 12) Combarieu, O. L. I. V. I. E. R., and Y. V. E. S. Canepa. "L'essai cyclique au pressiomètre." BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES (2001): 37-66.
- 13) Monnet, Jacques. Les essais in situ en géotechnique. ISTE Group, 2016.
- 14) dessin P . Reffistesh , v. 2004.
- 15) SERTIER, Natacha. Amélioration des sols. 2005.
- 16) L'AMÉLIORATION ET LE RENFORCEMENT DES SOLS. 2010.
- 17) ETUDE DES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR REPOSANT SUR UNE COUCHE MOLLE RENFORCEE PAR COLONNES. Batna : 2016.
- 18) Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. etude-et-realisation-des-remblais-sur-sols-compressibles. PARIS : s.n., 2000.
- 19) cours_sans-inclusions_ouvrages-maritimes_procedes-generaux-de-construction. Paris : s.n., 2003.
- 20) Fatima, Melle. Mellal. Etude du comportement physicochimique et mécanique d'un remblai routier marneux amélioré par la chaux éteinte Cas de l'autoroute Est-Ouest tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana. Université Hassiba Ben-Bouali -Chlef- : s.n., 2009.
- 21) Fouad, BERRABAH. Évaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible. Université Mohamed Khider – Biskra : s.n., 2015.
- 22) SIF-GROUTBOR, 1997, <http://www.sif-groutbor.ch/wp/>.