

الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE DE BLIDA1

كلية التكنولوجيا

Faculté de technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

ÉTUDE DES FONDATIONS SUR PIEUX D'UN PROJET DES SILOS DE STOCKAGE EN BETON ARME, EL-AFFROUN, BLIDA

Soutenue par :

SIDI MOUSSA Abdelkader

BENATMANE Islam

.....

U. SAAD DAHLEB BLIDA

Président

.....

U. SAAD DAHLEB BLIDA

Examineur

Ilhem TOUMI

U.SAAD DAHLEB BLIDA

Promotrice

BLIDA, Juin 2025

Résumé

Cette étude se concentre sur la conception et l'analyse des fondations profondes des silos de stockage en béton armé de grande capacité (100 000 tonnes réparties en 27 cellules de stockage) situés à El-Affroun, dans la wilaya de Blida.

Pour atteindre cet objectif, nous avons focalisé essentiellement sur : des généralités sur les fondations, choix des types de fondations, classification des fondations profondes et les principes des essais in-situ entrant dans le cadre de calcul des fondations sur pieux.

Les essais géotechniques sont essentiels pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des sols, qui sont indispensables pour simuler précisément le comportement du sol sous la charge de l'ouvrage. Ils permettent de calculer le tassement œdométrique et la capacité portante des fondations.

Parallèlement, la modélisation numérique 3D avancée avec le logiciel PLAXIS 3D modélisation 3D permettra d'évaluer les tassements, la répartition des contraintes et les interactions sol-fondation sous le poids du silo et de son contenu. Les résultats de cette modélisation devraient confirmer la nécessité d'un système de fondation répartissant efficacement la charge, en particulier un radier combiné à des fondations profondes (pieux).

A titre comparatif, deux différentes approches sont utilisées, telles que les méthodes du calcul manuel et le logiciel PLAXIS 3D. Une bonne concordance des résultats déduits de ces deux approches a été notée.

En combinant ces deux approches, l'étude vise à optimiser la conception des fondations, garantissant ainsi la stabilité et la pérennité de cette structure majeure.

Mots clés : Pieux, fondations profondes, essais in-situ, radier, cellule de stockage PLAXIS 3D.

Abstract

This study focuses on the design and analysis of the deep foundations of large capacity reinforced concrete storage silos (100,000 tons distributed in 27 storage cells) located in El-Affroun, in the wilaya of Blida.

To achieve this objective, we focused essentially on: generalities about foundations, choice of types of foundations, classification of deep foundations and the principles of in-situ tests within the framework of calculating pile foundations.

Geotechnical tests are essential to determine the mechanical and physical characteristics of soils, which are essential for accurately simulating the behavior of soil under the load of the structure. They allow the calculation of the oedometric settlement and the bearing capacity of the foundations.

At the same time, advanced 3D numerical modeling with the software PLAXIS 3D modeling will allow to evaluate settlements, stress distribution and ground-foundation interactions under the weight of the silo and its contents. The results of this modeling should confirm the need for a foundation system that efficiently distributes the load, in particular a slab combined with deep foundations (piles).

For comparison, two different approaches are used, such as manual calculation methods and the PLAXIS 3D software. A good agreement of the results deduced from these two approaches was noted.

By combining these two approaches, the study aims to optimize the design of foundations, thus ensuring the stability and sustainability of this major structure.

Keywords: Piles, deep foundations, in-situ tests, slab , storage cells, PLAXIS 3D.

ملخص

تركز هذه الدراسة على تصميم وتحليل الأساسات العميقة لمشروع إنجاز "صوامع تخزين حبوب القمح" ذات السعة الكبيرة (100) ألف طن موزعة على 27 خلية تخزين والتي ستنجز من الخرسانة المسلحة، المشروع سينجز على مستوى دائرة العفرون - ولاية البليدة.

ولتحقيق هذا الهدف، ركزنا بشكل أساسي على العموميات حول الأساسات، واختيار أنواع الأساسات، وتصنيف الأساسات العميقة ومبادئ الاختبارات الموضعية في إطار حساب أساسات الأوتاد

تعتبر الاختبارات الجيوتقنية ضرورية لتحديد الخصائص الميكانيكية والفيزيائية للتربة، والتي تعتبر ضرورية لمحاكاة سلوك التربة بدقة تحت حمل الهيكل كما أنها تسمح بحساب التسوية الأودومترية وقدرة تحمل الأساسات وفي الوقت نفسه، ستسمح النمذجة ثلاثية الأبعاد بتقييم الهبوط وتوزيع الإجهادات، وتفاعلات التربة مع الأساسات تحت وزن الصومعة ومحتوياتها. ومن المتوقع أن تؤكد نتائج هذه النمذجة ضرورة وجود نظام أساسي يوزع الحمولة بفعالية، لا سيما بلاطة الأساس المشتركة مع الأوتاد العميقة، ولوحظ وجود اتفاق جيد بين النتائج المستخلصة من هذين النهجين

ومن خلال الجمع بين هذين النهجين، تهدف الدراسة إلى تحسين تصميم الأساسات، وبالتالي ضمان استقرار واستدامة هذا الهيكل الرئيسي

الكلمات المفتاحية الأوتاد الأساسات العميقة، الاختبارات في الموقع، بلاطة، خلية تخزين

PLAXIS 3D

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, je remercie chaleureusement mon encadrante, **Mme. Ilhem TOUMI**, pour son accompagnement, sa disponibilité, ses conseils éclairés et sa patience tout au long de ce travail.

Je remercie également l'ensemble des enseignants et membres du corps pédagogique du département génie civil de l'université de Blida 1 pour la qualité de leur enseignement et leur soutien tout au long de ma formation.

Mes remerciements vont aussi à mes collègues, camarades de promotion et amis, pour leur soutien moral, leurs partages d'idées et leur bonne humeur.

Enfin, j'adresse une pensée particulière à ma famille, pour leur amour inconditionnel, leurs encouragements constants et leur soutien indéfectible durant toutes ces années d'études.

À toutes et à tous, merci.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents, dont le soutien inconditionnel, les sacrifices et l'amour m'ont permis de poursuivre mes études dans les meilleures conditions.

À mes frères et sœurs et à ma toute famille, pour leur encouragement constant et leur présence réconfortante.

À tous mes collègues bendahib, boudella, metidji, siouane ; et tous ceux qui ont cru en moi et m'ont accompagné tout au long de ce parcours,

Sans oublier mon binôme Abdelkader pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet elle a partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents, dont le soutien inconditionnel, les sacrifices et l'amour m'ont permis de poursuivre mes études dans les meilleures conditions.

À mes frères et sœurs et à ma toute famille, pour leur encouragement constant et leur présence réconfortante.

À tous ceux qui ont cru en moi et m'ont accompagné tout au long de ce parcours,

Sans oublier mon binôme islam pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet elle a partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail.

ABDDELKADER SIDI MOUSSA

TABLE DE MATIERE

RESUME

ABSTRACT

ملخص

REMERCIEMENT

DEDICACE

TABLE DE MATIERE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SYMBOLE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 01 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction	20
1.2 Choix de type de fondation.....	20
1.3 Définitions des pieux.....	21
1.4 Historique sur pieux.....	21
1.5 Le mode de fonctionnement de pieux	21
1.6 Classification des pieux.....	22
1.6.1 classification des pieux par rapport au type de matériaux	24
1, 6,2 classification des pieux par rapport au mode d'installation	26
1.7 Choix du type de pieu	33
1.8 Capacité portant d'un pieu isole.....	33
1.8.1 Notion de la capacité portant verticale.....	34
1.8.2 Notion de la charge critique	34
1.8.3 Calcule de la capacité portant à partir des essais in-situ.....	35
1.8.3.1 L'essai pressiometrique (PMT).....	35
1.8.3.2 L'essai pénétration standard (SPT).....	40
1.8.3.3 L'essai pénétration dynamique lourd	41
1.9 Conclusion.....	42

CHAPITRE 02 : ETUDE ET RECONNAISSANCE DU SITE

2.1 Introduction	44
2.2 Présentation de projet.....	44

2.3 Géologie régional	45
2.4 Sismicité de la région	46
2.5 Classification du site	48

CHAPITRE 03 : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

3.1 Introduction.....	50
3.2 Essais de laboratoires.....	50
3.2.1 Essai physique.....	50
3.2.2 Analyse chimique.....	50
3.2.3 Essai mécanique.....	50
3.3 Les essai in situ	51
3.4 Résultat de la reconnaissance géotechnique	51
3.4.1 Les essai in situ	51
3.4.1.1 Sondages carottés	51
3.4.1.2 Mesure piézométrique	54
3.4.1.3 Profile lithologie.....	54
3.4.1.4 Compagnie géophysique.....	58
3.4.1.4.1 Essai réfraction sismique	58
3.4.1.5 Les résultats des essais pénétration dynamique (PDL)	61
3.4.1.6 Résultat des essais pressiometrique de menard (PMT)	65
3.4.2 Les essais de laboratoires	72
3.4.2.1 Essai physique	72
3.4.2.2 Analyse chimique.....	73
3.4.2.3 L'essai mécanique	73
3.4.2.3.1 Résistance au cisaillement consolide draine (CD).....	73
3.4.2.3.2 Essai triaxial (UU).....	74
3.4.2.3.3 Compressibilité a l'odomètre	74
3.4.3 Classification de sol selon du system (LCPC)	75
3.5 Etude de l'homogénéité de sol	79
3.6 Conclusion	84

CHAPITRE 04 : CHOIX TYPE DE FONDATION

4.1 Calcule de la capacité portant des fondations superficielles	86
4.1.1 Introduction.....	86
4.1.2 Calcule Capacité portant à partir de l'essai de laboratoire.....	86
4.1.3 Calcule Capacité portant à Partir de l'essai pressiométrique PMT	88
4.1.4 calcule Capacité portant à Partir de l'essai au pénétromètre dynamique lourd	89
4.1.5 Calcule le tassement de radier par le module de déformation œdométrique (E_{oed}).....	91

4.1.5.1 Les étapes de calcul	91
4.1.5.2 Cas d'étude.....	93
4.1.6 Conclusion	94
4.2 Calcul les fondations sur pieux.....	95
4.2.1 Introduction.....	95
4.2.2 Dimensionnement des fondations profondes	95
4.2.2.1 Calcul de la capacité portante	95
4.2.2.2 Méthode pressiométriques.....	95
4.2.3 Cas d'étude	100
4.2.3.1 Calcule nombre de pieux(D=30m)	103
4.2.3.2 Calcule nombre de pieux (D=45m)	107
4.2.4 Effet de group de pieux sur la capacité portant.....	109
4.2.5 Conclusion.....	110
 CHAPTER 05 : MODELISATION NUMERIQUE	
5.1 Introduction.....	114
5.2 Présentation de PLAXIS 3D FOUNDATION- Version 2024.2	114
5.3 La démarche de modélisation avec PLAXIS	115
5.4 Quelques rappels des comportements.....	117
5.4.1 Comportement élastique.....	117
5.4.2 Comportement plastique.....	118
5.4.3 Comportement élasto-plastique.....	118
5.5 Lois de comportement dans le logicielle PLAXIS	119
5.5.1 Modèle de Mohr-Coulomb.....	120
5.6 Modèle élastoplastique avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)	124
5.7 Modélisation du projet sur PLAXIS 3D 2024.2	125
5.7.1. Modélisation du sol	125
5.7.2Géométrie de groupe de pieux et du radier.....	128
5.7.3 Génération du maillage.....	130
5.7.4 Exécution des Calculs.....	131
5.7.5Interprétation des résultats	131
5.8 Conclusion.....	133

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux 1.1 : Classification des pieux (MCIF2006).....	23
Tableaux 1.2 : Classification des pieux par rapport ou (DTU-13.2).....	24
Tableau 1.3 : Modes d'installation recommande de la sonde pressiometrique.....	37
Tableau 2.1 : Les valeurs des moyennes harmoniques pour module presiometrique (E) et pression limite (PI).....	49
Tableau 3.1 : Description de sondage carottier (SC01).....	53
Tableau 3.2 : Description de sondage carottier (SC02).....	53
Tableau 3.3 : Description de sondage carottier (SC03).....	54
Tableau 3.4 : Résultat des profile sismique01.....	60
Tableau 3.5 : Résultat des profile sismique02.....	60
Tableau 3.6 : Résultat des profile sismique03.....	60
Tableau 3.7 : Résultat d'essai pressiometrique 01.....	65
Tableau 3.8 : Résultat d'essai pressiometrique 02.....	67
Tableau 3.9 : Résultat d'essai pressiometrique 03.....	69
Tableau 3.10 : Résultat d'essais laboratoire.....	72
Tableau 3.11 : résultat des analyses chimiques.....	73
Tableau 3.12 : résultats d'essai de cisaillement.....	73
Tableau 3.13 : résultat Essai triaxial UU.....	74
Tableau 3.14 : résultat Compressibilité a l'odomètre.....	74
Tableau 3.15 : classification de la compressibilité des sols fins.....	75
Tableau 3.16 : représentation du résultat de classification du sol (radier 01).....	78
Tableau 3.27 : représentation des résultats de classification du sol (radier 02).....	78
Tableau 3.18 : représentation des résultats classification du sol (radier 03).....	78
Tableau 3.19 : Résultat d'homogénéisation du sol.....	82
Tableau 4.1 : résultat de la reconnaissance pénétration dynamique PDL.....	90
Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif le tassement des tranches.....	94
Tableau 4.3 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique.....	97
Tableau 4.4 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques.....	97
Tableau 4.5 : courbe de frottement latérale limite.....	99
Tableaux 4.6 : Récapitulation des résultats pressiometrique.....	101
Tableau 4.7: calculi de la resistance de Frottement latérale.....	102
Tableau 4.8: Récapitule des pression liites nettes.....	103
Tableau 4.9: Récapitule des résultat des essais pressiometre.....	103
Tableau 4.10: Combinaison de charge.....	103
Tableau 4.11: Influence du choix de la largeur B a le nombres du pieux (D=30 m).....	104

Tableaux 4.12 : Récapitulation des résultats pressiometrique.....	104
Tableau 4.13: calcule de la resistance au Frottement latérale.....	106
Tableau 4.14: Récapitule des résultat pressiometre limite nette	107
Tableau 4.15: Récapitule des résultat des essais pressiometre.....	107
Tableau 4.16: Combinaison de charge.....	107
Tableau 4.17: Récapitulation des nombres de pieux.....	108
Tableau 4.18: Influence du choix de la largeur B a le nombres du pieux.....	108
Tableau 4.19: maillage étudier.....	109

LISTE DES FIGURES

Figure1.1 : les trois types de fondation.....	20
Figure 1.2 : le mode de fonctionnement de pieux.....	22
Figure 1.3 : mode d'installation des pieux	26
Figure 1.4 : La tarière.....	27
Figure 1.5 : le bucket.....	28
Figure 1.6 : L'hammergrab.....	29
Figure 1.7 : Le trépan.....	29
Figure 1.8 : le carottier.....	30
Figure 1.9 : Pieux forés simple.....	30
Figure 1.10 : Pieux forés à la boue.....	31
Figure 1.11 : Le pieu foré tubé.....	31
Figure 1.12 : Pieux Forés à la tarière creuse.....	32
Figure 1.13 : Les micros pieux.....	33
Figure1.14 : courbe de chargement axial du pieu.....	34
Figure 1.15 : Résultats bruts (nettes) des mesures.....	36
Figure 1.16 : Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique.....	38
Figure 1.17 : appareillage pressiométrique.....	93
Figure 1.18 : principe essai SPT.....	40
Figure 1.19 : schéma d'un pénétromètre dynamique.....	41
Figure 2.1 : terrain du projet.....	44
Figure 2.2 : coupe géologique SSW-NNE/ (Geological cross section-Along SSW-NNE.....	45
Figure2.3 : carte zone géologie.....	46
Figure 2.4 : zonage sismique de l'Algérie toutes zone 0 a VI.....	47
Figure 2.5 : zonage sismique de nord Algérie toutes zone 0 a VI.....	48
Figure 3.1 : l'implantation des essais institut.....	52
Figure 3.2 : coup lithologique du sondage carotte SC01.....	55
Figure 3.3 : coup lithologique du sondage carotte SC02.....	56
Figure 3.4 : coup lithologique du sondage carotte SC03.....	57
Figure 3.5 : modèle de terrain de profile sismique 01.....	58
Figure 3.6 : modèle de terrain de profile sismique 02.....	59
Figure 3.7 : modèle de terrain de profile sismique 03.....	59
Figure 3.8 : Courbe de l'essai PDL (1).....	61
Figure 3.9 : Courbe de l'essai PDL (2).....	62
Figure 3.10 : Courbe de l'essai PDL (3).....	63
Figure 3.11 : Courbe de l'essai PDL (4).....	64

Figure 3.12 : Courbe de l'essai PMT (1).....	66
Figure 3.13 : Courbe de l'essai PMT (2).....	68
Figure 3.14 : Courbe de l'essai PMT (3).....	71
Figure 3.15 : La coupe lithologique finale.....	83
Figure 4.1 : les valeurs de k_p selon le DTU13-12.....	88
Figure 4.2 : les tranche de calcule de tassement.....	92
Figure 4.3 : réaction de sol sur un pieu isolé.....	95
Figure 4.4 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.....	96
Figure 4.5 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de p_l^*	98
Figure 4.6: disposition des pieux dans un radier.....	109
Figure 5.1: Comportement élastique a- idéal, b- réel.....	118
Figure 5.2: Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique.....	118
Figure 5.3: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.....	119
Figure 5.4: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	119
Figure 5.5 : Modélisation d'un essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-Coulomb (a) et représentation des contraintes dans le plan de Mohr (b).....	121
Figure 5.6 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	121
Figure 5.7 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	122
Figure 5.8 : Définition du module à 50 % de la rupture.....	122
Figure 5.9 : Angle de dilatance.....	124
Figure 5.10 : Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écroutissement du modèle HSM....	125
Figure 5.11 : introduction des paramètres physiques.....	126
Figure 5.12 : introduction des paramètres mécaniques.....	127
Figure 5.13 : modélisation du sol.....	128
Figure 5.14 : propriétés du radier.....	128
Figure 5.15 : propriétés des pieux.....	129
Figure 5.16 : modélisation du système radier-pieux.....	129
Figure 5.17 : génération du maillage.....	130
Figure 5.18 : calcul du projet.....	131
Figure 5.19 : Tassement du radier en présence des pieux.....	131
Figure 5.20 : Tassement du radier en absence des pieux.....	132

LISTE DES SYMBOLE

Z : Profondeur

ω_L : Limite de liquidité

ω_P : Limite de plasticité

I_P : L'indice de plasticité

γ_d : Le poids volumique sec

γ_h : Le poids volumique humide

γ_w : Le poids volumique de l'eau

γ_s : Le poids volumique des grains

γ' : Le poids volumique déjaugé de sol

γ_{sat} : Le poids volumique saturé

ω : La teneur en eau naturel

ω_{sat} : La teneur de saturation

s_r : Le degré de saturation

e : Indice des vides

e_0 : Indice des vides initiaux

C : La cohésion

c_u : La cohésion non drainé

φ : L'angle de frottement

E_m : Module pressiométrique ou module de Menard. Ou le module de déformation

q : pression verticale transmise au sol

N : nombre de coups mesuré à l'essai de SPT

N_{spt}^e : Nombre de coups équivalent

P_{le}^* : Pression pressiométrique limite équivalente

P_l : Pression pressiométrique limite mesuré

λ : Coefficient en fonction de la longueur du pieu

δ'_v : La contrainte effective finale

δ'_{v0} : La contrainte effective initiale

S : tassement du sol à la base de la fondation

d : espacement des pieux

μ : Coefficient de poisson

ε : Coefficient empirique

k_p : Le facteur de portance pressiométrique

E : Module d'élasticité

E_p : Le module d'élasticité de pieu

D_e : Diamètre d'influence

E_A : La rigidité normale

E_l : La rigidité de flexion

INTRODUCTION GENERALE

Les fondations sont des éléments structuraux essentiels qui relient un ouvrage au sol, assurant le transfert et la répartition des charges de la superstructure. Le choix et les dimensions d'une fondation dépendent de plusieurs facteurs comme la résistance et le type de sol, ainsi que la charge appliquée. Une étude géotechnique préalable est indispensable pour faire le bon choix.

On distingue généralement les fondations superficielles et les fondations profondes. Si les fondations superficielles sont souvent suffisantes pour les sols résistants ou les charges légères, elles peuvent être inadaptées pour les sols faibles ou les charges élevées. Dans ces situations, on privilégie des fondations profondes. Cela a deux effets bénéfiques, tout d'abord, les sols deviennent plus résistants et plus rigides avec la profondeur donc la capacité portante augmente, et d'autre part des contraintes latérales se développent le long du fût du pieu, ce qui offre une résistance supplémentaire pour supporter les charges appliquées.

Dans ce modeste travail, on se concentre sur le comportement des pieux, les fondations utilisées dans l'ouvrage des silos de stockage d'El-affroun, Blida. Un pieu est une fondation élancée en acier, béton ou en bois, mis en place par fonçage, battage ou forge sur place et qui transfère les charges de la structure à des couches de terrain où le sol est capable de supporter cette charge sans subir des déformations à l'ouvrage.

Dans le but de bien comprendre le comportement de ce type de fondations, nous avons établi un travail qui va être présenté en cinq (05) chapitres.

Le premier chapitre est dédié à la présentation des pieux dans un contexte général, les diverses méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé et l'analyse du tassement des fondations sur pieux.

Le deuxième chapitre porte sur l'étude et la reconnaissance de site pour un projet d'installation de stockage de céréales. Il aborde la présentation de projet, la géologie régionale, la sismicité et la classification du site.

Le troisième chapitre rassemble diverses données collectées sur le terrain. Ce chapitre contient l'interprétation des caractéristiques géotechniques, une synthèse détaillée sur les couches, ainsi que le profil géotechnique final proposé pour le sol étudié.

Le quatrième chapitre est une étude détaillée de la capacité portante et le tassement de la fondation superficielle et la fondation profonde.

Le dernier chapitre présente les résultats de la modélisation numérique d'un groupe des pieux sous un radier à l'aide du logiciel PLAXIS 3D par la méthode des éléments finis, et enfin une comparaison des résultats est faite.

À la fin, une conclusion générale qui va résumer les principaux résultats issus de ce mémoire.



CHAPITRE 01

ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui transmettent les charges provenant de la superstructure directement sur des couches des terrains. Des caractéristiques mécaniques suffisantes pour le but d'assurer la stabilité d'un ouvrage, on distingue trois types de fondations :

- Fondation superficielle si l'élancement $D/B < 4$
- Fondation semi profonde si $4 < D/B < 10$
- Fondation profonde si $D/B \geq 10$

Avec D : l'encrage de la fondation

B : largeur ou diamètre de la fondation [1]

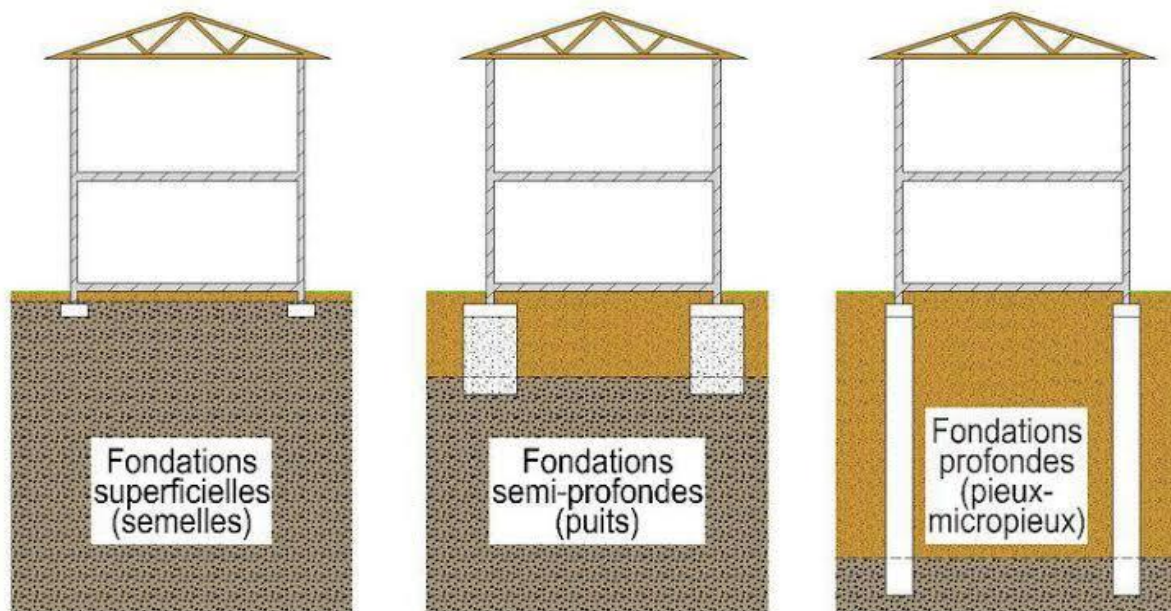


Figure1.1 : Les différents types de fondation

1.2. Le choix de type de fondation

❖ Le choix de type de fondation dépend de certain facteur telle que :

- La nature de la structure,
- La charge applique par la structure,
- La caractéristique du sol sous la fondation,
- La présence de la nappe phréatique ou de cavité souterraine,
- Le cout de fondation.

Lorsque la qualité du sol est médiocre ou que l'ouvrage transmette une charge important au sol, les fondations profondes deviennent indispensables, ce type de fondation souvent constitué des pieux permet de rapporter les charges structurelles des ouvrages dans les couches de sol de meilleure portance situés à une profondeur variant à quelques mètres à plusieurs dizaines des mètres.

1.3. Définitions des pieux

Un pieu est une fondation élancée qui rapporte les charges de la structure sur des couches des terrains avec des caractéristiques mécaniques suffisante pour éviter la rupture du sol, et réduire le tassement ; les pieux sont composés de trois (03) partie Principale **la tête, la pointe et le fut** compris entre la tête et la pointe, donc ce type de fondation est choisi lorsque :

- Les couches superficielles ont une capacité portante,
- Les fondations profondes doivent supporter un soulèvement excessif (bâtiment, ouvrage d'art, éoliennes),
- Pour limiter le tassement de l'ouvrage.

1.4. Historique sur pieux

L'utilisation des fondations sur pieux dans les travaux de construction peut être retracé au début de civilisation. Hérodote, l'écrivain grec de 4^{ème} cycle aussi connu par " père de l'historique" a proposé le 1^{er} document historique sur les pieux qui mentionne que les 1^{er} pieux dans le monde sont fabriqués par les Egyptiens, les Romains, les Grecs et autre qui ont utilisé des pieux pour construire des clôtures pour se protéger des envahisseurs, soutenir les routes et les structure. Les pieux étaient généralement fabriqués à partir de pierres et de bois. Certains éléments de construction de pile dans les civilisations du passé peuvent encore être vus dans diverses régions à travers le monde [2].

1.5. Le mode de fonctionnement de pieux

La stabilité des pieux isolés est assurée par la pointe de pieux, par le frottement latéral ou par la combinaison des deux

- Résistance en pointe :

Un pieu résiste par sa pointe lorsque la pointe de ce dernier repose sur un sol assez rigide (substratum) et que les efforts au tour du pieu sont négligeables. Dans ce cas le pieu est dit pieu colonne.

L'effort de point est conditionnel par :

- La section de la basse du pieu

- La résistance du substratum
- Le frottement latéral : un pieu résiste par son frottement latéral, lorsque le sol autour du pieu exerce des contraintes de confinement assez important afin d'assurer la stabilité de l'élément sans avoir recours à la résistance en pointe. Dans ce cas le pieu flottant.
- La résistance en pointe et le frottement latéral :

Le pieu qui combine les deux, la résistance en pointe et le frottement latéral, ce pieu appelé pieu intermédiaire

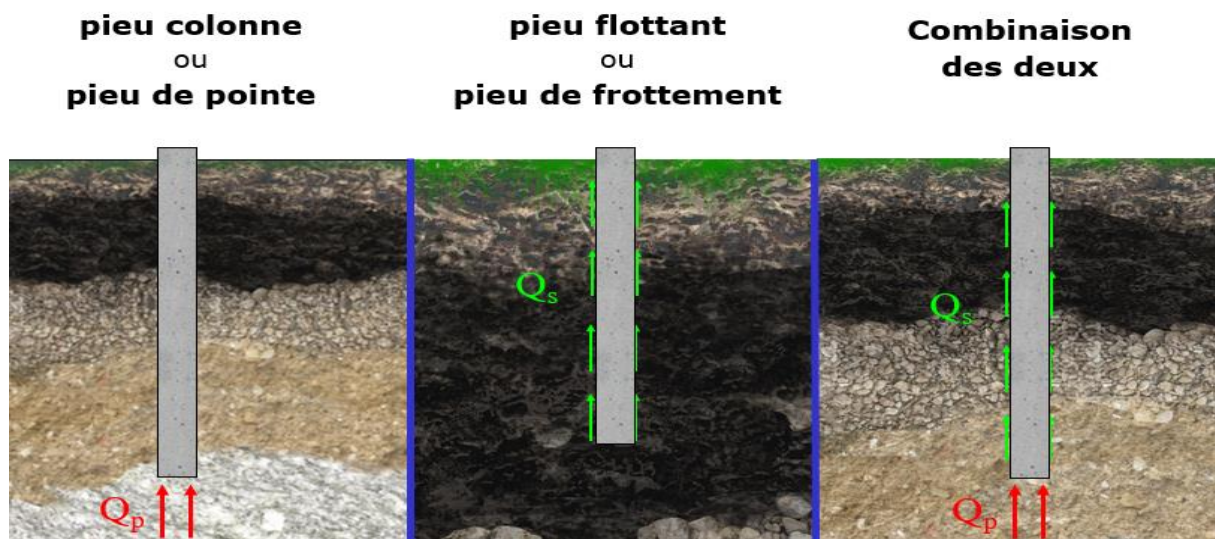


Figure 1.2 : Le mode de fonctionnement des pieux.

1.6. Classification des pieux

Les pieux sont couramment classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Le tableau 1.1 adopté du manuel Canadien d'ingénierie de la fondation (MCIF, 2006) regroupe ces différents paramètres. Le tableau 1.2 décrit la classification des pieux par le mode d'exécution des fondations selon le document technique unifié (DTU13, 2)

Tableaux 1.1 : classification des pieux (MCIF2006)

Facteur	Sous - groupe
Installation	Battu, fore, tubé, vissé, moulé
Déplacement de sol	Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement .
Matériaux de construction	Béton, acier, bois.
Mode de fonctionnement	Résistance en pointe, résistance en frottement latéral, combinaison des deux.
Portance	Grand, moyenne, faible.
Forme géométrique de la section	Carré, cercle, hexagonal, octogonal, pieux en H, conique
Inclinaison	Vertical, incline.
Longueur de la rigidité	Long (flexible), court (rigide), intermédiaire.
Type de structure	Pont, bâtiment, plate-forme, tour, machine
Environnement	Terre, marine, off-shore

Tableaux 1.2 : classification des pieux par rapport ou (DTU-13.2)

Différent catégories	Types des pieux
Pieux préfabriqués	▪ Battus préfabriqué ▪ Métal battu ▪ Tubulaire précontraint ▪ Battus enrobe ou vibrofoncé
Pieux a tube battus exécute en place	▪ Battus pilonné ▪ Battus moulé
Pieux fores	▪ Foré simple ▪ Foré tubé ▪ Foré boue ▪ Tarière creuse ▪ Visé moulé ▪ Injection haute-pression
Pieux fonce	▪ Béton foncé ▪ Métal foncé
Micropieux de diamètre inférieur à 250mm	▪ Type I ▪ Type II ▪ Type III ▪ Type IV

1.6.1. Classification des pieux par rapport au type de matériaux

a) Pieux en bois :

Les pieux en bois ont été utilisés depuis l'antiquité. Les pieux en bois sont faits de troncs d'arbre avec des branches coupées et les longueurs des pieux en sont des types d'arbre utilisés pour récolter des pieux

- Principale caractéristique :
 - Diamètre : 200 à 300 mm
 - Profondeur atteignable : environ 20-30m
 - Charge admissible max par appui 40
- Avantage des pieux en bois :
 - Les pieux sont faciles à manipuler,

- Relativement peu couteux ou le bois abondant,
- La section peut être entre elles et la longueur en excès est facilement enlevée.
- L'inconvénient des pieux en bois :
 - Les pieux sont pourrir au-dessus du niveau de la nappe phréatique. Avoir une capacité portant limitée,
 - Peuvent être facilement endommagées pendant la conduite par des pierres et des rochers,
 - Les pieux sont difficiles à être attaqués par les tarets dans les eaux salées.

b) Pieux en béton :

Les pieux préfabriqués en béton armé sont exécutés sur des aires appropriées. Le délai de durcissement est environ un mois. Leurs principales caractéristiques sont :

- Principales caractéristiques :
 - Leur longueur ne dépasse pas 20 à 30 m,
 - On emploie des ciments portland 325 de dosage 400 kg/m^3 ,
 - Armature longitudinale d'une seule longueur dont les diamètres habituels varient de 16 à 32 mm,
 - La contrainte de compression admise pour les pieux en béton armé est de 60 à 70 bar.
 - Leur section est carrée, circulaire ou polygonale dont la dimension transversale varie entre 25 à 60 cm
- Les Avantages des pieux en béton préfabriqué :
 - Qualité du béton (aucune particule de sol dans le béton),
 - Ferrailage sur toute la hauteur possible,
 - Connaissance précise de la capacité portant des pieux,
 - Peuvent augmenter la densité relative de sol.
- Les Inconvénients des pieux en béton préfabriqué :
 - Hauteur limite (risque de flambement des pieux lors de l'enfoncement)
 - L'effet de groupe de pieux délicats (l'enfoncement d'un pieu regroupe des efforts sur les pieux proches).
 - L'enfoncement du pieu peut l'abîmer

c) Pieux en acier :

- Principales caractéristiques :
 - Longueur maximale de 70 m,

- Différentes formes de tailles sont : cylindrique, conique, sous forme H,
- La contrainte de compression admise pour les pieux en acier est de 400 à 1200 kN
- Les Avantages des pieux en acier :
 - Longueur importante possible (jusqu'à 70 m)
 - Grande résistance de la contrainte de cisaillement (400 à 1200 kN),
 - Peut être fragile (résistance à la flexion),
 - Léger,
 - Facile à bâtir (énergie d'enfoncement faible)
- Les Inconvénients des pieux en acier :
 - Durabilité (corrosion),
 - Sont relativement coûteux.

1.6.2 Classification des pieux par rapport au mode d'installation [4]

Pour la mise en place des pieux, on distingue généralement deux modes d'installation :

- ✓ Des pieux refoulant le sol,
- ✓ Des pieux sans refoulement du sol [3].

- Pieu **à** refoulement

- Pieu **sans** refoulement

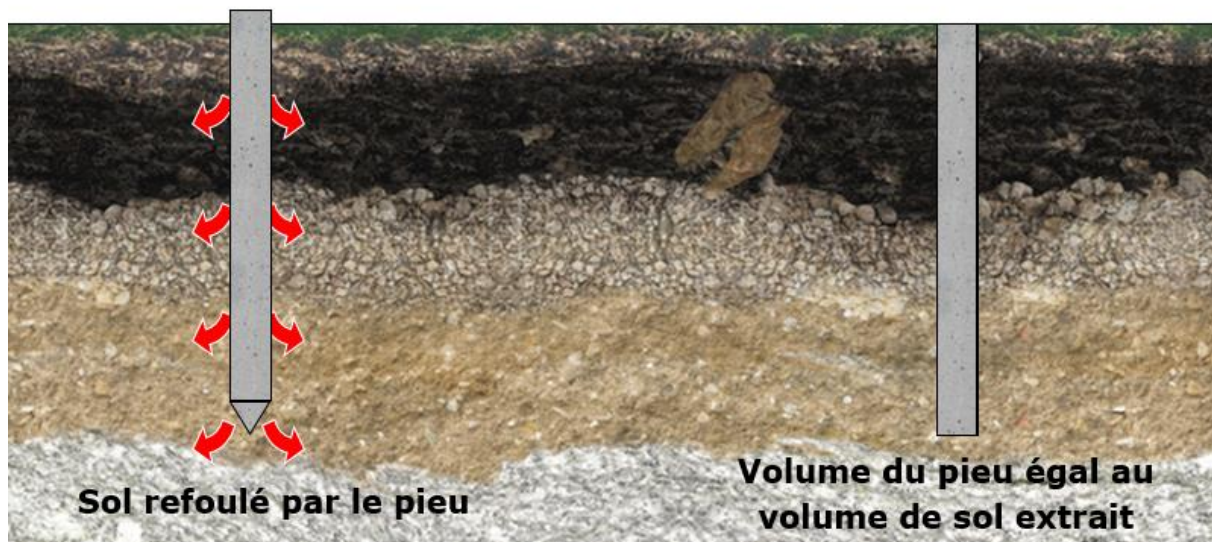


Figure 1.3 : Mode d'installation des pieux.

➤ **Les pieux refoulant le sol [4]**

La catégorie des pieux refoulant le sol lors de l'installation comporte principalement :

a) Les pieux battus : des pieux préfabriqués, en béton armé au précontrainte, au des pieux métalliques à base obturée sont enfoncés dans le sol par battage en tête, par l'intermédiaire d'un casque. Appartiennent aussi à cette catégorie les pieux battus par pilonnage, par moulage ou par enrobage,

b) Les pieux foncés : ce sont des pieux en béton arme préfabriqués ou des pieux métallique qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction,

c) Les pieux vissés moulés : ils sont installés dans les sols cohérents par ce vissage préalable d'un outil en forme de double vis.

➤ **Les pieux ne refoulant pas le sol**

Les pieux appartenant à la catégorie d'installation sans refoulement du sol sont divers, mais sont essentiellement :

a) Pieux forés : Ces pieux sont réalisés par extraction du sol, puis par mise en place d'une cage d'armatures et bétonnage de l'excavation. Diverses techniques de forage :

➤ La tarière qui fonctionne comme un tire-bouchon pour s'enfoncer dans le sol par rotation et remonte le sol par cisaillement. Une fois remontée on "vide" la tarière en la frappant sur le sol. Utilisable pour des sols tendres.



Figure 1.4 : La tarière.

➤ Le bucket ou benne qui fonctionne comme un taille-crayon à réservoir en “coupant” le sol par rotation et en le stockant directement dans sa partie supérieure. Le bucket se vide par un système de trappe situé à sa base. Utilisable pour des sols tendres.

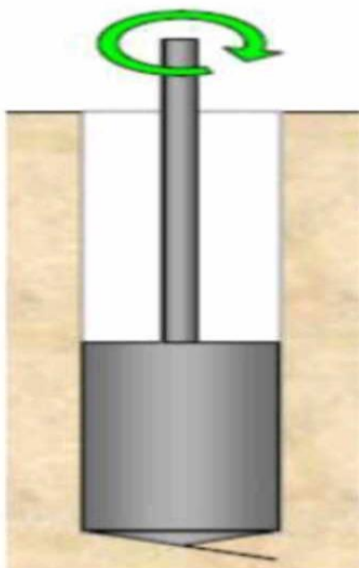
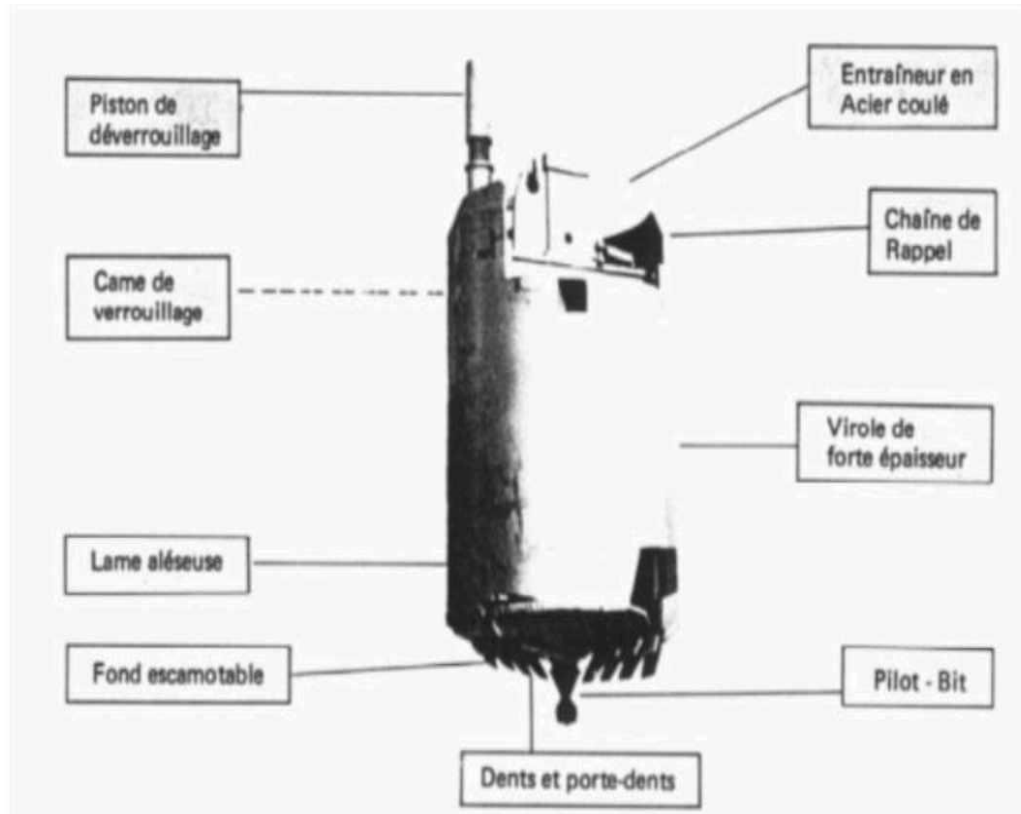


Figure 1.5: Le bucket.

➤ L'hammergrab ou grappin c'est une mâchoire métallique qui détruit le sol par son poids. L'hammergrab est laissé tomber en chute libre dans le forage, arrivé au fond du forage la mâchoire se referme sur le sol qui est en suit remonter. Utilisable pour des terrains durs.

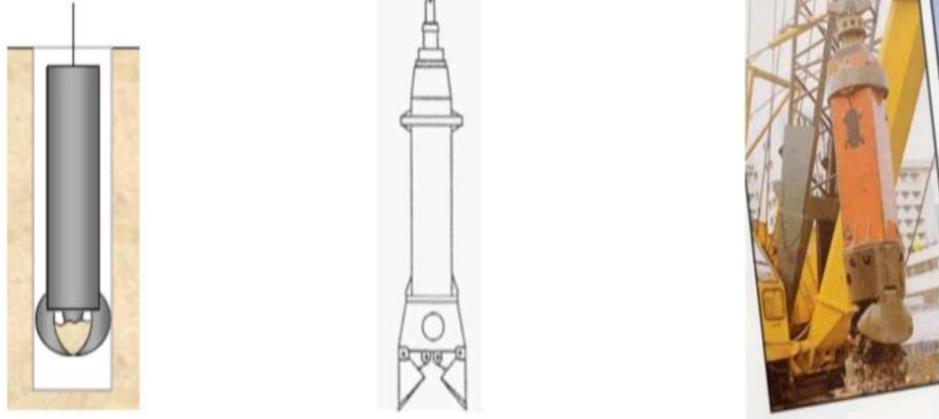


Figure 1.6 : L'hammergrab.

➤ Le trépan fonctionne comme le précédent mais ne peut pas remonter le sol, sert donc en général pour détruire des passages rocheux dans le terrain.



Figure 1.7 : Le trépan.

➤ Le carottier fonctionne comme un poinçon en cisillant le sol par rotation et en le remontant par adhérence. Utilisable en terrains tendres et adhérents (argileux).

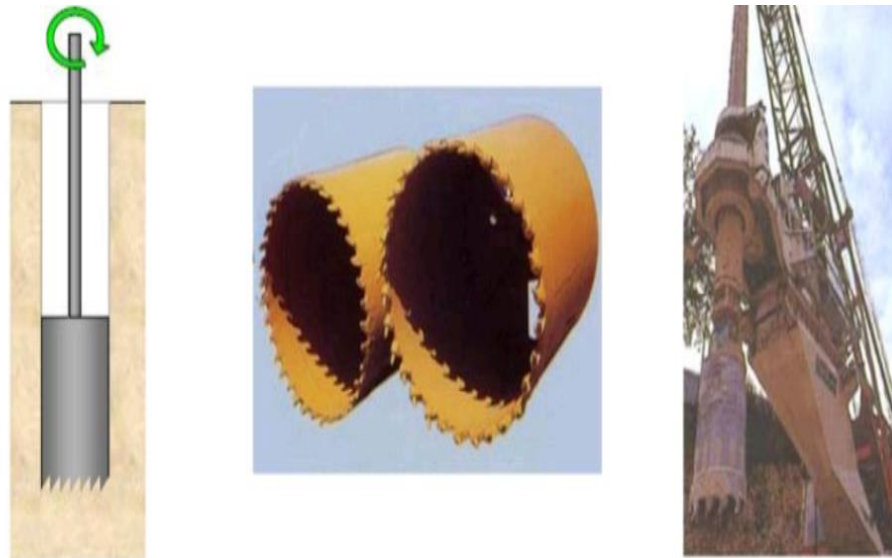


Figure 1.8 : le carottier.

b) Pieux forés simple : Ils sont installés dans les forages réalisés au préalable dans les sols cohérents, sans maintien des parois du forage, avec une tarière ou une benne, etc. [5].

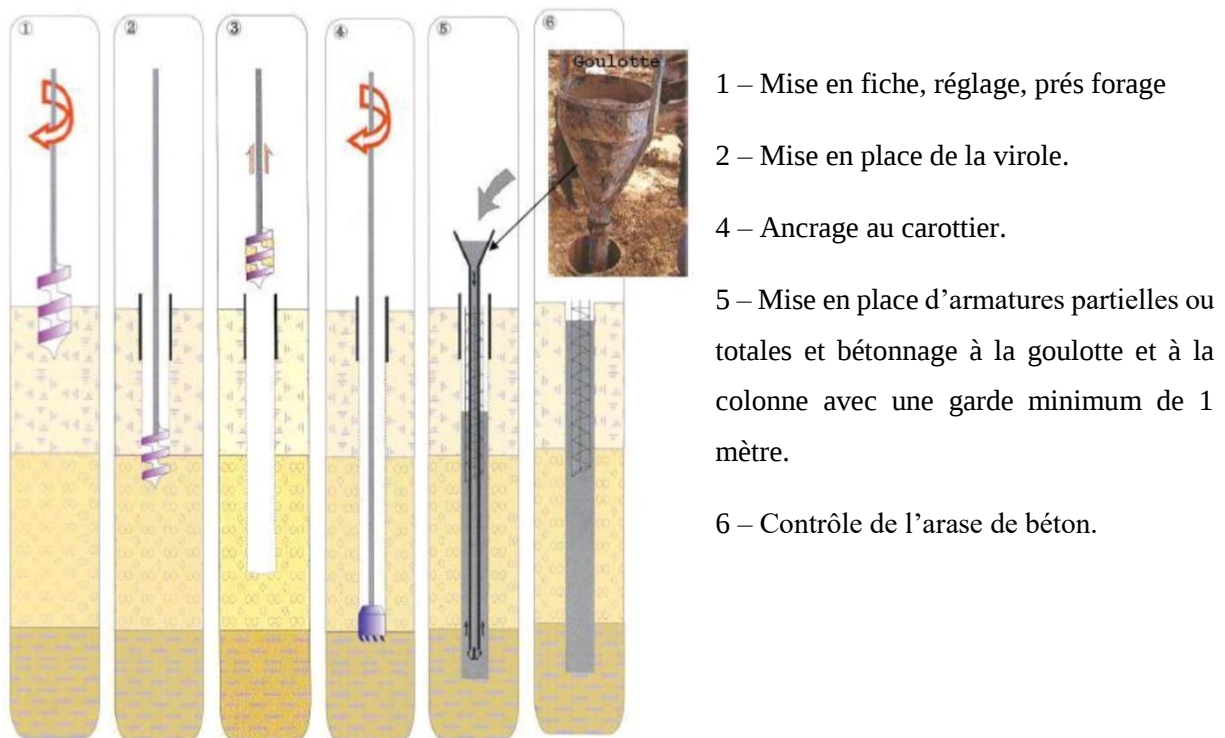
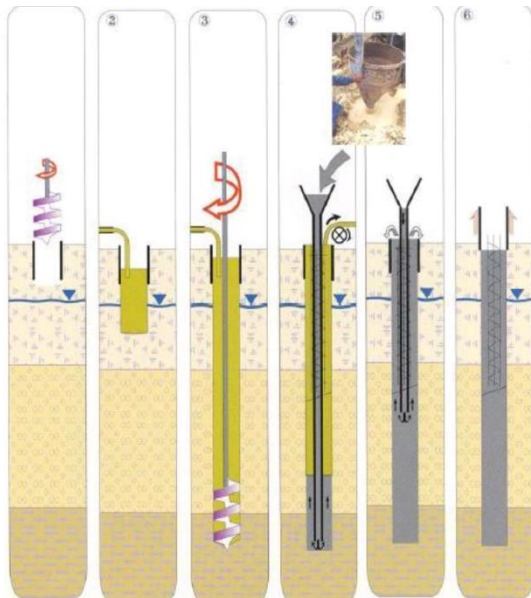


Figure 1.9 : Pieux forés simple

c). Pieux forés à la boue : Les parois sont maintenues par un éboue qui remplit le forage. Cette boue a pour fonctions :

- De refroidir les outils de perforation,
- De remonter les sédiments,

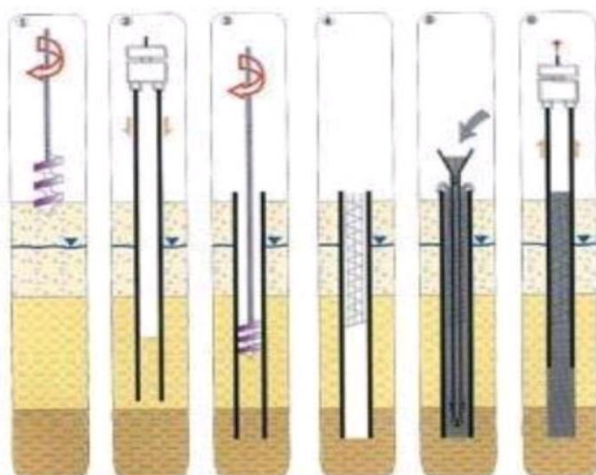
- De maintenir les parois du forage,
- D'éviter les infiltrations d'eau dans le forage.



- 1 – Implantation, prés forage, mise en place de la virole.
- 2 – Mise en œuvre de la boue.
- 4 – Recyclage de la boue, mise en place d'armature partielles ou totales, bétonnage Au tube plongeur.
- 5- Tube Plongeur relevé par élément, fin du bétonnage.
- 6- Extraction de la virole, contrôle de l'arase béton

Figure 1.10 : Pieux forés à la boue.

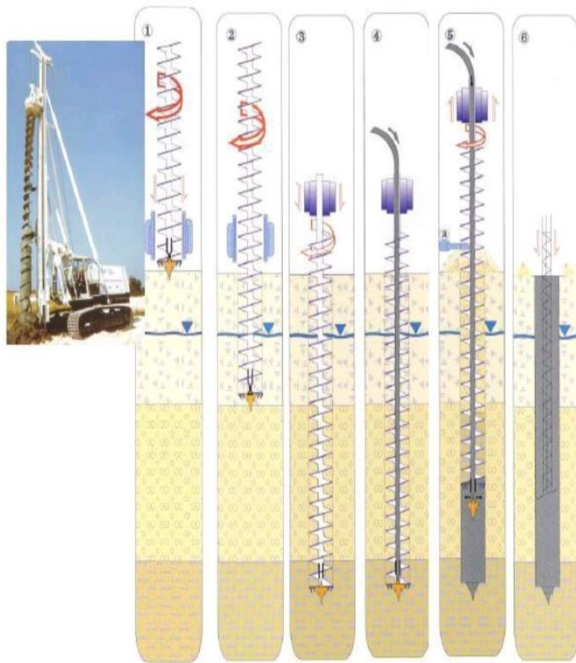
d) Pieux forés tubé : Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase [6].



- 1) Mise en fiche, réglage pré forage.
- 2) Vibro-fonçage du tubage de travail.
- 3) Forage et extraction des terres.
- 4) Mise en place d'armature partielles ou totales
- 5) Bétonnage au tube plongeur
- 6) Extraction du tube de travail.

Figure 1.11 : Le pieu foré tubé.

e) Pieux Forés à la tarière creuse : Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait. [7]



1 – Mise en fiche, réglage des guides de forage.

2 – Forage.

3 – Ancrage par rotation avec poussée sur l'outil.

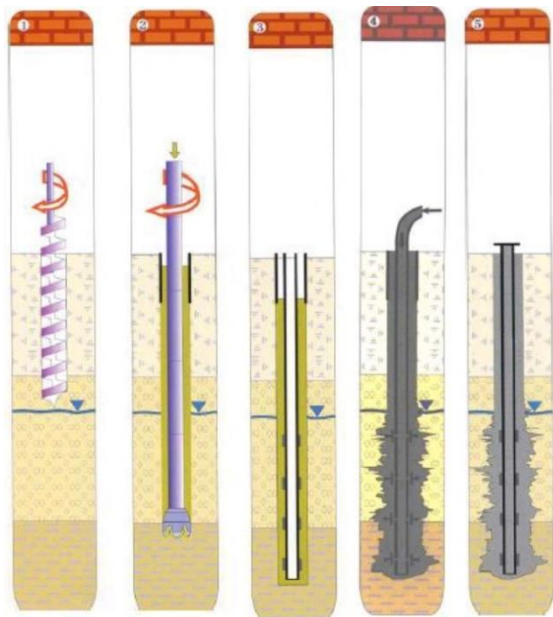
4 – Injection du béton dans l'axe creux de la tarière.

5 – Descente du tube plongeur, remontée de la tarière en rotation lente, nettoyage de la tarière, bétonnage contrôlé en continu.

6- Mise en place d'armatures

Figure 1.12 : Pieux Forés à la tarière creuse.

f) Micro pieu : La technique des micro pieux a été développée dans les années soixante : Initialement, ils ont été utilisés en France sous l'appellation de pieux racines qui sont des pieux de petits diamètre scellés au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus des micro pieux injectés sous forte pression qui a permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous-œuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique s'est élargi aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section. [8]



1- Mise en fiche, réglage et forage.

2- Forage sous tubage, boue, coulis ou mortier.

3- Mise en place d'une armature pouvant être équipée de manchettes pour l'injection sous pression.

4- Scellement au coulis, ou au mortier de l'armature.

5- Recépage et soudage d'une plaque.

Figure 1.14: Les micros pieux.

g) Puits : il s'agit d'une fondation massive creusé a la main, les parois étant soutenues par blindage. De par son élancement intermédiaire (D/B entre 4 et 10) ce type de fondation fait plutôt partie des fondations semi-profondes [4].

1.7 Choix du type de pieu

Le choix du type de pieu dépend :

- De la nature des couches rencontrées dans le terrain,
- De la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines,
- Des charges à reprendre,
- De l'environnement du chantier,
- Du coût exécution,
- Du matériel et les techniques utilisés par l'entreprise.

1.8 Capacité portant d'un pieu isole

Le calcul de la force portant des pieux isolés soumis à des chargements verticaux est une phase très importante dans un projet de construction, donc il est nécessaire d'accorder un équipement avantageux des méthodes permettant une estimation réelle de cette force portante [9].

1.8.1. Notion de la capacité portant verticale

Le charge vertical limite Q_L (ou capacité portante verticale) d'un pieu résulte de la mobilisation d'une pression vertical limite q_l en point, et des contrainte de frottement latéral limite $q_s(z)$ le long de fut du pieu, comme le schématiser a la figure1.15.

$$Q_l = Q_p + Q_s = S q_l + P \int q_s(z) dz$$

P et S sont respectivement le périmètre de fut et l'aire de la section de la pointe du pieu.

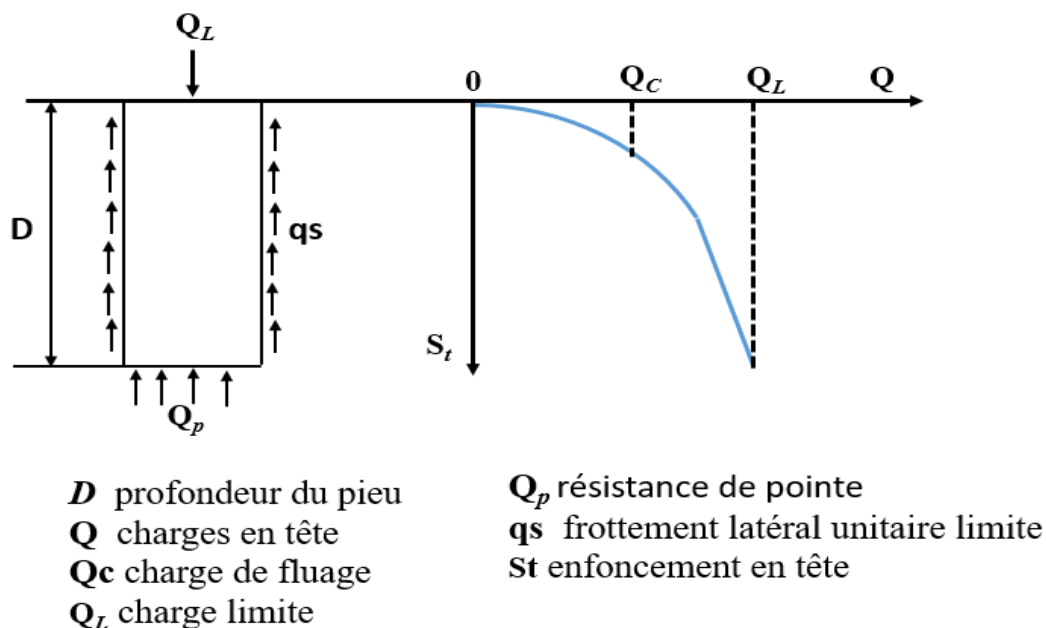


Figure 1.15 : courbe de chargement axial du pieu

1.8.2 Notion de la charge critique

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_c appelée charge de fluage. Pour les charges supérieures à Q_c , l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Des nombreux essais de chargement des pieux en vraie grandeur effectué par laboratoire centrale des pontes et chaussées (LCPC) permis d'établir des corrélation entre la charge de fluage Q_c et les charges limite de point Q_p et le frottement latérale Q_s , ces corrélations sont différentes selon, le mode de mis en place du pieu dans le sol, les formules empiriques recommandées par le LCPC est :[9]

- Pieux ne refoulent pas par le sol :

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s$$

- Pieux refoulent par le sol :

$$Q_c = 0.7 Q_p + 0.7 Q_s = 0.7 Q_l$$

1.8.3. Calcul de la capacité portant à partir des essais in-situ

1.8.3.1. L'essai pressiométrique (PMT) [10]

Principe de l'essai :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement. Le dispositif de chargement peut être descendu dans un forage et donner ainsi des indications sur le sol à toute profondeur. Les essais sont toujours effectués systématiquement mètre par mètre, de manière à suivre avec précision les variations de résistance du terrain avec la profondeur. Les mesures sont ainsi pratiquement continues et permettent d'obtenir des renseignements complets sur les différentes couches

But de l'essai :

Le but de l'essai est de déterminer la capacité portante d'un sol et son tassement sous une fondation donnée, et en tirant trois caractéristiques fondamentales et qui sont :

1. La pression limite P_l et celle qui correspond à la rupture du terrain sur la paroi de la cavité cylindrique et qui est directement liée à la capacité portante.
2. Le module de déformation pressiométrique E_m qui caractérise la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai. Il intervient dans le calcul du tassement.
3. La pression de fluage P_f qui correspond au passage du domaine des déformations pseudo-élastiques du terrain q_l au domaine des déformations plastiques.

Exécution de l'essai

1. La sonde est mise en place soit par réalisation d'un forage à l'aide d'outils adaptés au sol, soit par fonçage ou battage de la sonde pressiométrique, protégée par un tube lanterné, jusqu'à la profondeur désirée.
2. La réalisation du forage pressiométrique dépend de la nature du sol, de son état et de la présence éventuelle d'une nappe d'eau. Le tableau 3.1 récapitule les recommandations de la norme française concernant la mise en place de la sonde pressiométrique.
3. Le chargement se fait par paliers de pression, chacun durant 60 secondes, il est par contre recommandé de maintenir la durée du palier à deux (2) minutes.
4. L'essai continu jusqu'à atteindre la pression limite.

5. Certaines corrections sont à faire sur la pression P_m lue sur le manomètre et le Volume V_m dans la sonde, pour tenir compte de la surcharge apportée par la pression hydrostatique de l'eau surtout lorsque la sonde se trouve à des profondeurs importantes, et la compressibilité de la sonde. La pression corrigée sera comme suivie : $P = P_m + \gamma_w (z+a) - P_i$

Avec :

a : est le niveau d'eau dans le CPV

z : La profondeur d'essai par rapport à la surface

P_i : La pression mobilisée par la sonde pour un volume V donné, en dehors du forage.

Cette pression peut être mesurée lors d'un essai pressiométrique en plein air, appelé "**essai d'inertie de la sonde**"

6. La quantité d'eau V_m injectée n'est pas exactement égale à la variation du volume de la sonde, particulièrement aux grandes valeurs de la pression P , à cause de la déformabilité des différents éléments de l'appareil (tubulure, corps du CPV...). Un étalonnage de la sonde, dans une enceinte cylindrique indéformable, permet de mesurer le volume V_i de la sonde pour une pression donnée. Le volume corrigé V sera calculé comme suit :

$$V = V_m - V_i$$

7. On obtient une courbe nette appelée **courbe pressiométrique** $V = f(P)$, V étant le volume de la cavité cylindrique après une minute d'application du palier de pression, et P est la pression radiale nette appliquée sur les parois. (Figure 1.16)

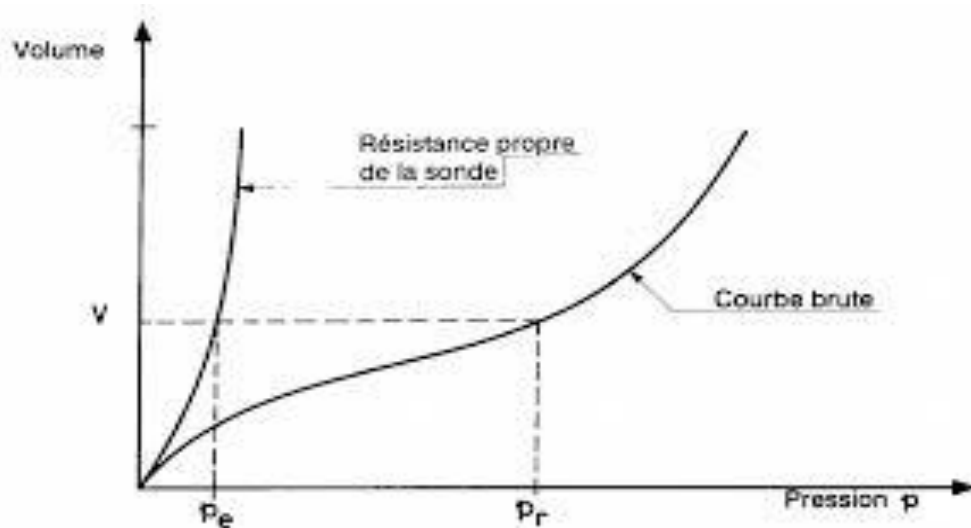


Figure 1.16 : Résultats bruts (nettes) des mesures.

Tableau 1.3 : Modes d'installation recommandés de la sonde pressiométrique

Nature du sol	Mode d'installation
Argile molle et vases	Forage par tarière avec injection de boue
Argile moyennement compacte	Forage par tarière à sec ou avec injection de boue de forage, ou par outil désagréateur avec injection de boue
Argile compacte et marne raide	Forage par tarière à sec, carottage ou par outil désagréateur avec injection de boue
Limon : -au-dessus de la nappe -sous la nappe	Forage par tarière à sec Forage par tarière avec boue de injectée
Sable lâche : -au-dessus de la nappe -sous la nappe	-Forage par tarière à sec ou avec injection de boue -Forage par tarière avec injection de boue
Sable moyennement dense ou dense	Forage par tarière à sec ou avec injection de boue, battage de la sonde par roto-percussion
Gravier, galets...	Battage de la sonde par roto-percussion
Roche : -Altérée -Saine	Forage par tarière à sec, ou par outil désagréateur avec injection de boue, ou battage de la sonde par roto-percussion. Forage par carottage, ou outil désagréateur avec boue injectée, battage de la sonde par roto-percussion

Remarque

- Il est souhaitable d'effectuer des mises en pression toutes les 1,0m ou 1,5 m.
- Cet essai est un essai rapide (10minute environ) qui donne des efforts à court terme.
- L'essai ne permet pas d'obtenir des pressions interstitielles. Ses résultats ne peuvent être interprétés qu'en contraintes totales.

Résultats de l'essai

Les résultats se traduisent par une courbe pressiométrique qui présente l'allure des courbes de chargement. Elle se décompose en trois parties (voir Figure 1.17):

1. Phase de compactage : $P < P_0$

Elle correspond à la mise en contact de la sonde sur les parois du forage. La mise en pression de la sonde re-comprime le terrain, et la pression nulle au début de l'essai atteint P_0 pression

latérale du sol au repos. Dans cette partie de la courbe, l'accroissement du volume de la sonde est plus grand que l'augmentation de la pression.

2. Phase pseudo-élastique $P_0 < P < P_f$

Dans cette partie, la relation volume pression est linéaire (une partie quasi rectiligne). La pression continue d'augmenter pour atteindre une valeur P_f définie comme pression de fluage. Elle peut être représentée par le "le module pressiométrique MENARD E_m " défini par la formule :

$$E_m = K \frac{\Delta p}{\Delta v}$$

Avec : K est un coefficient qui dépend du type de la sonde utilisée et de la valeur du volume moyen, V_m de la plage pseudo élastique.

3. Phase plastique $P_f < P < P_l$

Pour une pression supérieure à P_f , la courbe devient de plus en plus redressée tendant vers une asymptote verticale d'abscisse P_l appelée « pression limite ». Elle correspond aux déformations plastiques du terrain. Et par convention elle est définie comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

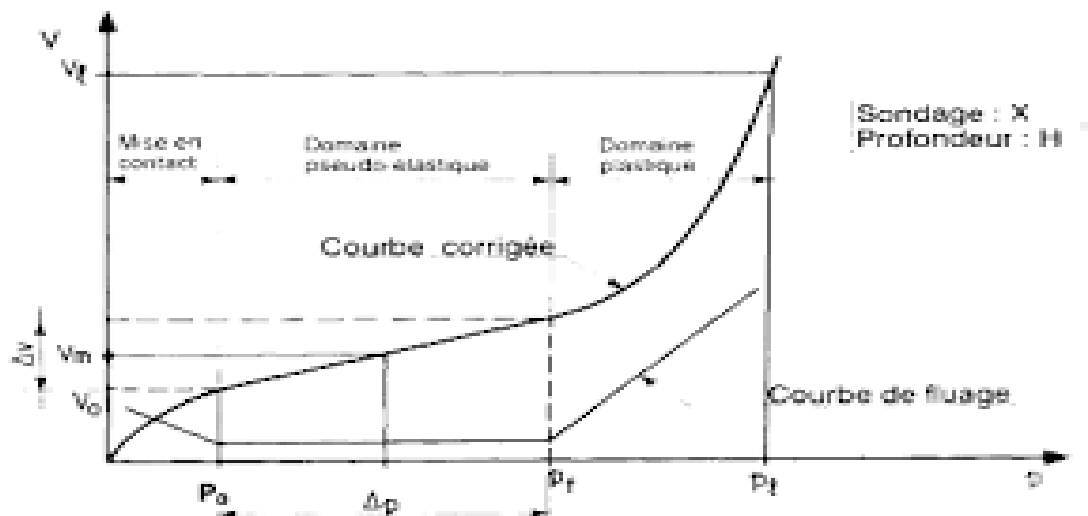


Figure 1.17 : Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique.

Remarque

La courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe a l'allure indiquée sur la figure 1.17 et permet de définir la pression de fluage.

Présentation des résultats de l'essai

La figure 1.17 illustre la présentation des résultats d'un sondage pressiométrique. Chaque essai pressiométrique doit fournir les paramètres suivants :

1. Module pressiométrique MENARD E_m
2. Pression limite nette P_l
3. Pression de fluage nette P_f .
4. Pression horizontale des terres au repos P_0

Exploitation des résultats de l'essai

Les résultats de l'essai pressiométrique peuvent être exploités dans plusieurs calculs tels que :

1. La capacité portante des fondations superficielles.
2. La capacité portante des fondations profondes.
3. Le tassement des fondations superficielles.
4. Déformations des fondations profondes.

Domaine d'application

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types des sols saturés ou non, y compris dans les remblais.



Appareillage :

Il comprend un contrôleur pression-volume appelé CPV, des tubulures, et une Sonde

Figure 1.18 : Appareillage pressiométrique

1.8.3.2.L'essai pénétration standard (SPT)

Principe de l'essai

L'essai SPT (standard pénétration test) a été réalisé lors de l'exécution des sondages à l'aide d'un carottier afin de déterminer la consistance, la densité relative et le type de sol. Les essais ont été réalisés toutes les 2m à chaque variation lithologique.

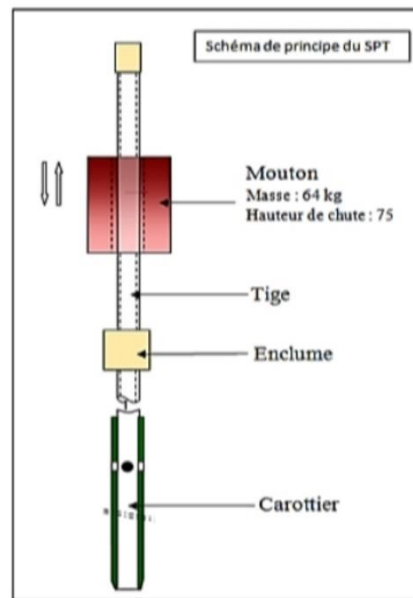


Figure 1.19 : Principe essai SPT

Les carottiers sont battus par l'intermédiaire d'un train de tiges, le battage s'effectue par passe successive à l'aide d'un mouton de 63.5kg tombent d'une hauteur de 76cm sur la tête de terrain de tiges, la profondeur de chaque passe de pénétration est de 45cm l'essai permet de d'extraire des échantillons remaniés de sol traverse le résultat est exploité selon la méthode de terzaghi et pack le traitement des résultats et donne ci-après :

N_0 = nombre de coupe de la première couche non pris en considération, il correspond à la couche remaniée du sol.

N_1 = nombre de coup de la deuxième couche sur un enfoncement de 15 cm.

N_2 = nombre de coup de la troisième couche sur un enfoncement de 15 cm.

N_{SPT} = pris sont notés les nombres de coupe N_1 et N_2 nécessaire pour pénétrer deux fois de suite de 15 cm supplémentaire dans la couche étudiée.

Domaine d'application : l'essai de pénétration au carottier s'applique au sol fin et aux sols grenus dans la dimension maximale des éléments ne dépassent pas 20mm.

L'essai de pénétration au carottier est limité à une profondeur de 50 m.

1.8.3.3. Essai pénétration dynamique lourd PDL

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe.

On compte de façon plus ou moins continue, en fonction de la profondeur, le nombre de coups nécessaires à enfoncer le train de tiges d'une hauteur plus ou moins constante.

On calcule la résistance de pointe au moyen d'une formule calquée sur celle dite des Hollandais :

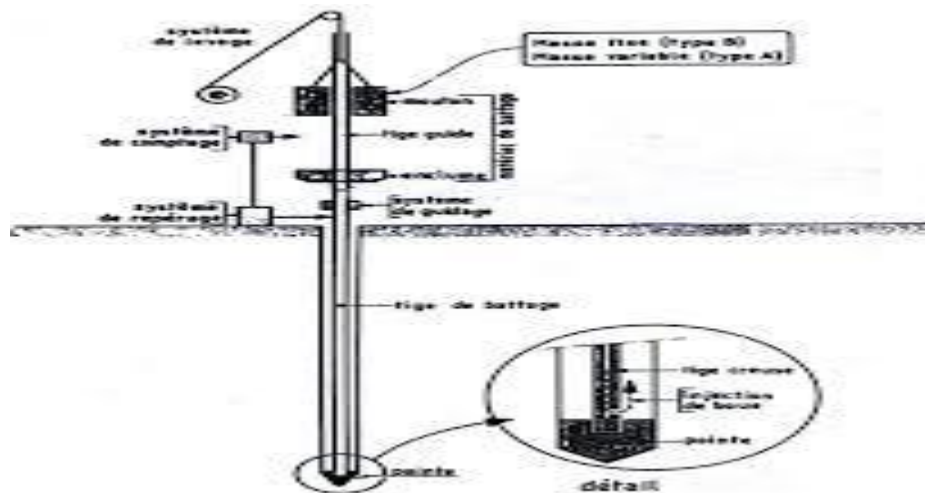


Figure 1.20 : schéma d'un pénétromètre dynamique

Avec :

$$q_d = \frac{m^2 \cdot h}{s \cdot e(m + m')}$$

m : poids du mouton

m' : poids total du train de tiges

h : hauteur de chute

e : hauteur d'enfoncement / nombre de coups correspondant

S : section de la pointe

Les résultats des essais sont présentés selon un diagramme de résistance dynamique en fonction de la profondeur.

Domaine d'application

L'essai de pénétration dynamique type A peut être réalisé dans tous les sols fins et grenus, dans lesquels le dimensionnement moyen des éléments ne dépasse pas 60mm.

L'essai est limité à une profondeur de 30m.

1.9 conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons présenté les différents types de fondations. Ensuite, le type de ces fondations, qui sont les fondations profondes, plus précisément les fondations sur pieux, détaillant leur classification en fonction de leur méthode d'installation et des matériaux qui les composent.

Enfin, nous avons présenté les essais in situ utilisés dans notre travail. Dans le chapitre suivant on présentera une étude et une reconnaissance du site.

A large, light gray oval shape centered in the upper half of the page, serving as a background for the chapter title.

CHAPITRE 02

ETUDE ET RECONNAISSANCE DU SITE

2.1. Introduction

Ce chapitre sera consacré à la présentation du site qui est situé à El-Affroun, Blida. On va présenter la situation géologique et la sismicité ainsi que la classification sismique selon le règlement parasismique algérien.

2.2. Présentation de projet

Ce travail de mémoire se propose de mener une étude détaillée de dimensionnement des fondations sur pieux pour une construction de cellules de stockage en béton armé d'une capacité de 100 000 tonne, qui est situé aux niveaux d'EL-Affroun dans la wilaya de Blida. Les cellules de stockage contiennent 27 silos en béton arme repartis en 3 batteries de 3 fois 3 pour stockage des céréales.

Ce travail de mémoire se propose de mener une étude détaillée du dimensionnement des fondations sur pieux pour une construction de cellules de stockage en béton armé d'une capacité de 100 000 tonnes, qui est située aux niveaux d'EL-Affroun dans la wilaya de Blida. Les cellules de stockage contiennent 27 silos en béton armé pour le stockage des céréales.

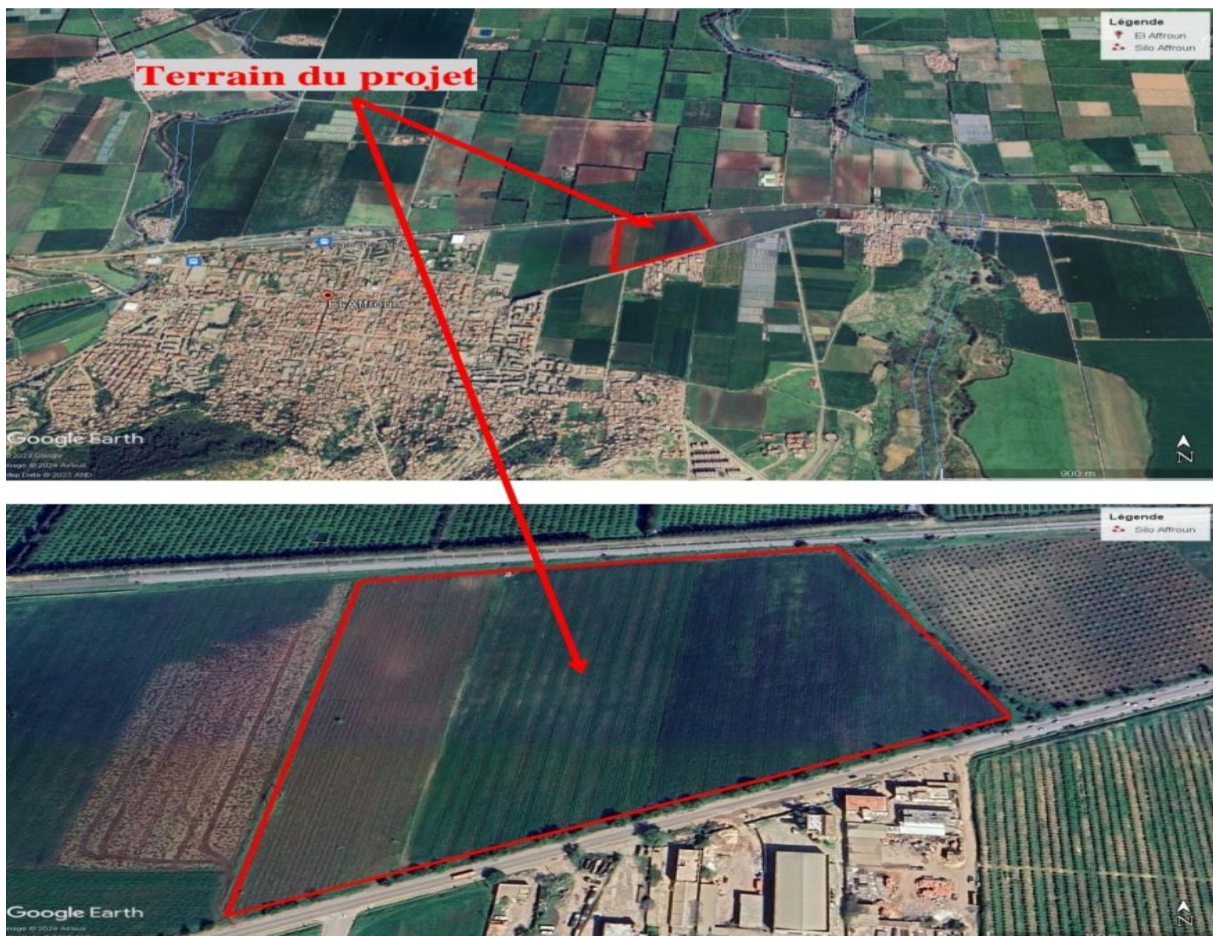


Figure 2.1 : Le terrain du projet

2.3 Géologie régionale

L'étude de la nature des différentes formations géologiques rencontrées dans la région d'El-Affroun et ses alentours a permis de mettre en évidence quatre époques et périodes. La figure suivante montre une coupe géologique dans le sens SSW-NNE.

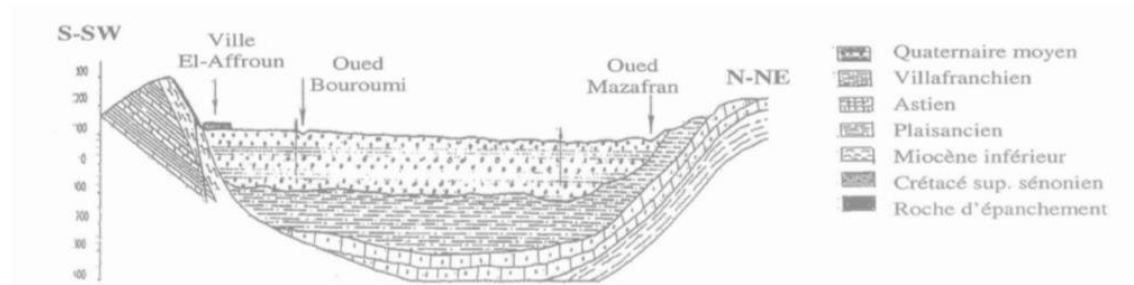


Figure 2.2 : coupe géologique SSW-NNE/ (Geological cross section-Along SSW-NNE)

Ces périodes géologiques sont :

- **Miocène** : représenté par des formations essentiellement marneuses situées au sud de la ville ;
- **Miocène moyen** : C'est une série de roches éruptives interstratifiée dans les couches du miocène, localisée au sud d'El-Affroun et s'étendant en bordure du massif crétacé vers l'ouest, elle est constituée par des roches de teintes foncées tantôt massives tantôt décomposées.
- **Pliocène** : Il se caractérise par trois formations essentielles, l'une, composée de marnes grises ou bleuâtres parfois sableuses, de forte épaisseur, l'autre, hétérogène composée de marnes jaunes, de faciès gréseux, calcaire et calcaire-gréseux, puissant de 100 m en moyenne, cette formation affleure et constitue l'essentiel du long bourrelet du Sahel et une partie du remplissage de la plaine (Astien), à la limite sud de la Mitidja (bordure atlasique), le relèvement des couches est important : des terrains antérieurs au Pliocène apparaissent.
- **Quaternaire** : Il se subdivise en quatre unités lithologiques :
 - **Le Quaternaire ancien** : mal représenté dans la Mitidja et inexistant dans la zone d'étude.
 - **Le quaternaire moyen** : représenté par une épaisse couverture d'alluvions de dépôts grossiers.
 - **Le Quaternaire récent** : des couches formées par le dépôt d'alluvions récentes, argileuses, limoneuses et graveleuses.

- **Le quaternaire actuel** : limité aux lits majeurs et mineurs des oueds. À travers les stades successifs de la formation de la plaine et de son évolution.
- Sur le plan géologique, la zone d'implantation des ouvrages de stockage céréaliers d'Elaffroun appartient au domaine géologique de l'ATLAS blidéen, cet ensemble est caractérisé par :
- La géologie de la zone d'étude est tirée de la carte géologique de MARENGO, feuille N°62, échelle 1/50.000^{ème}, où elle met en évidence une formation géologique sédimentaire formée par des dépôts d'alluvions récentes, argileuses, limoneuses et graveleuses. Représentée sur la carte par le symbole (a^2).



Figure2.3 : Carte zone géologie

Selon la feuille géologique N°62 éditée par MARENGO le site, objet d'étude, et caractérisé par

a^2 : Alluvions récentes.

2.4. Sismicité de la région [11]

En Algérie, le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante selon le règlement parasismique algérien (RPA 2024).

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

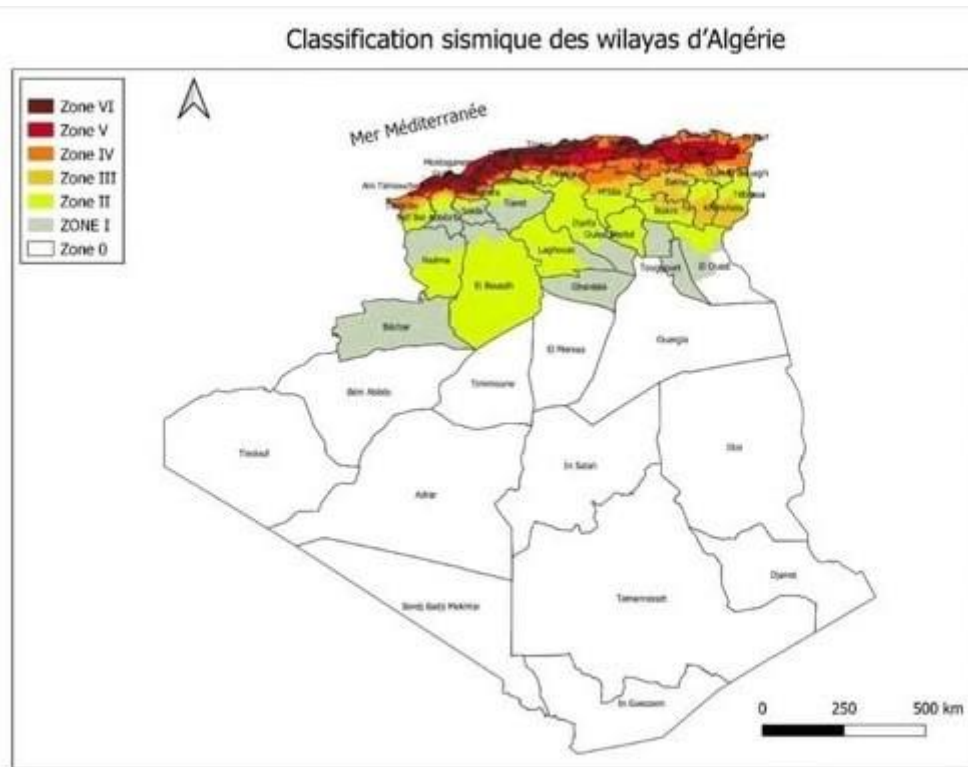
Zone II : sismicité faible à moyenne

Zone III : sismicité moyenne

Zone IV : sismicité moyenne à élevée

Zone V : sismicité élevée

Zone VI : sismicité très élevée



(a) Zonage sismique de l'Algérie: toutes zones 0 à VI

Figure 2.4 : Zonage sismique de l'Algérie toutes zone 0 a VI

Le niveau minimal de protection sismique accorde à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité tout ouvrage qui relevé du domaine d'application de règles parasismique algérien (RPA 2024), Doit être classé dans l'un des quatre groups définis ci-après :

Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale

Groupe 1B : ouvrage de grande importance

Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne

Groupe 3 : ouvrage de faible importance [11]

La zone d'étude EL-Affroun fait partie de wilaya de Blida classé dans une zone de fort sismique (VI), d'après le règlement parasismique algérien (RPA2024) (la zone VI est de sismicité très élevée), et la cellule de stockage, a objet de notre étude peut être classe en groupe

1B (ouvrage de grande importance), le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera de : $A=0.3$.

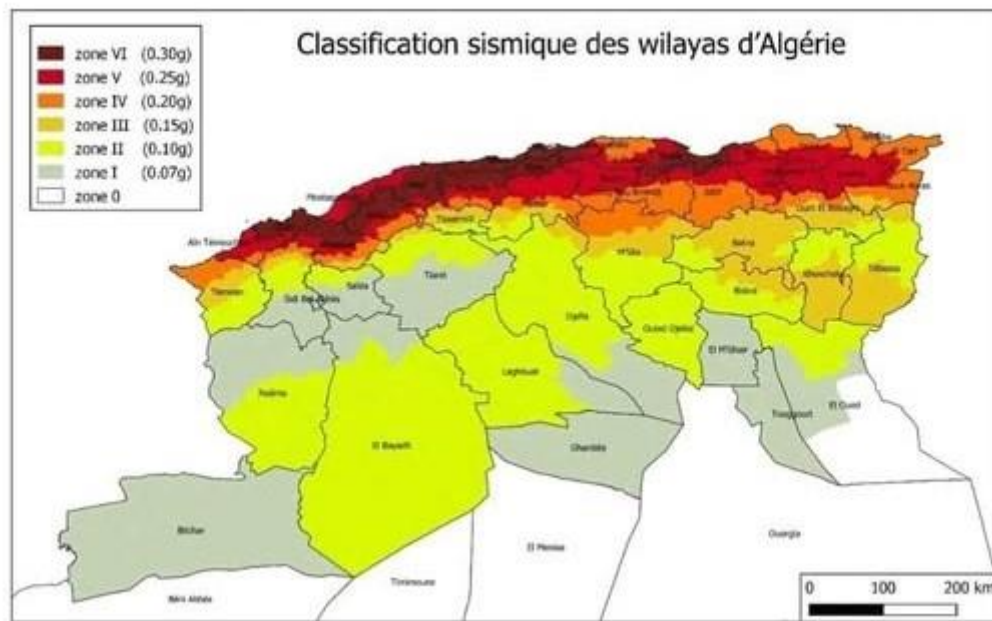


Figure 2.5 : zonage sismique de nord Algérie toutes zone 0 a VI

2.5. Classification du site

Le tableau 2.1 suivant résume des valeurs calculées des moyennes harmoniques du module pressiométrique (E_m) et de la pression limite (P_{li}) pour chaque essais pressiométrique, ainsi que la classification du site d'après le RPA 2024.

Avec :

$E_{moyenet}$: Les moyennes arithmétiques des modules pressiométriques (E_{mi}) et de pressions limites (P_{li}) pour chaque profondeur sont calculées comme suite [11]

$$E(moyen) = \frac{\sum_1^n (h_i)}{\sum_1^n (\frac{h_i}{E_{mi}})} ; P_l(moyen) = \frac{\sum_1^n (h_i)}{\sum_1^n (\frac{h_i}{P_{li}})}$$

i : Le nombre des sous-couches qui représente pratiquement le même nombre des essais pressiométriques effectuées dans même sondage pressiométrique

h_i : Épaisseur de la couche de sol i

E_{mi} : Module pressiométrique moyen a travers la couche de sol i

P_{li} : Pression limite moyen a travers la couche de sol i

Tableau 2.1 : les valeurs des moyennes harmoniques pour module préssiométrique (E_m) et pression limite (P_l)

Sondage N°	$E(moyen)$ (Bar)	$P_l(moyen)$ (Bar)	Classe selon le RPA
SP 01	203.59	15.26	Site ferme (S3)
SP 02	206.24	15.7	Site ferme (S3)
SP 03	194.46	12.81	Site meuble (S3)

D'une manière générale, le site est classé dans la catégorie des sites meubles (S3) Selon RPA 2024.



CHAPITRE 03

RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

3.1. Introduction

La reconnaissance géotechnique est une étape essentielle dans tous les projets de construction, dans l'objectif de fournir des informations précises sur le comportement des sols et de garantir la réussite des projets de construction.

La reconnaissance géotechnique s'appuie sur une campagne d'investigations, souvent classées en deux grandes catégories, les essais in-situ et les essais de laboratoire.

3.2. L'essai de laboratoire

Les essais de laboratoire sont une composante essentielle de toute investigation géotechnique. Ces essais consistent à prélever des échantillons les moins remaniés possible de chacune des couches rencontrées. Ces échantillons sont ensuite analysés en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques du sol.

Ces essais sont indispensables pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages de construction.

3.2.1. Essai physique

- Teneur en eau naturelle,
- Analyse granulométrique,
- Analyse granulométrique du sol fin sedimentometrie,
- Densité sèche et humide,
- Limites d'Atterberg

3.2.2. Analyse chimique

Il s'agit d'une analyse chimique sommaire des sols et de l'eau pour :

- La détermination du potentiel d'ion agressive vis-à-vis du béton,
- La détermination du taux des carbonates,
- La détermination du taux De sulfates,
- La détermination du taux De la matière organique,

3.2.3. Essai mécanique

- La résistance au cisaillement simple à la boîte de Casagrande à la condition CD (comportement drainé) ;
 - ✓ φ' : angle de frottement interne effectif,
 - ✓ C' : cohésion de sol,

- Compressibilité à l'odomètre ;
 - ✓ σ_c : pression de consolidation
 - ✓ C_c : coefficient de compressibilité
 - ✓ C_s : coefficient de gonflement

3.3. L'essai in situ

A cause de certaines difficultés liées à l'opération des prélèvements d'échantillon au laboratoire qui augmente encore le remaniement du sol, se sont développés l'essai in situ qui permettent d'appliquer des sollicitations sur le sol dans un milieu naturel et de s'affranchir du remaniement inévitable avec l'échantillon. [3]

Dans notre projet l'ensemble des essais réalisés par le laboratoire (LNHC) sont :

- Trois (03) sondages carotte de 50 m de profondeur avec essais SPT chaque 2 m.
- Trois (03) sondages pressiométrique de 50 m de profondeur.
- Essais géophysiques : quatre (04) profile de sismique réfraction, cinq (05) profile d'imageries électriques et un essai Down-Hole.

3.4. Résultat de la reconnaissance géotechnique

3.4.1. Les essais in-situ

3.4.1.1. Sondage carotté

Trois (03) sondages carottés ont été réalisés au niveau du site dans le but de relever la nature lithologique du sol. Ainsi, le prélèvement des échantillons intacts sert à la détermination de leurs caractéristiques physico-mécaniques et chimiques au laboratoire.

Les échantillons sont remaniés lorsque les conditions de leur conservation et de leur transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier le sol, notamment par l'essai granulométrie, des limites d'Atterberg et de la densité.

Les carottes sont mises dans des caisses à carottes identifiées et répertoriées.

Les carottiers utilisent des carottes doubles afin d'avoir une meilleure qualité de prélèvement.

Description lithologique des sondages carotte.

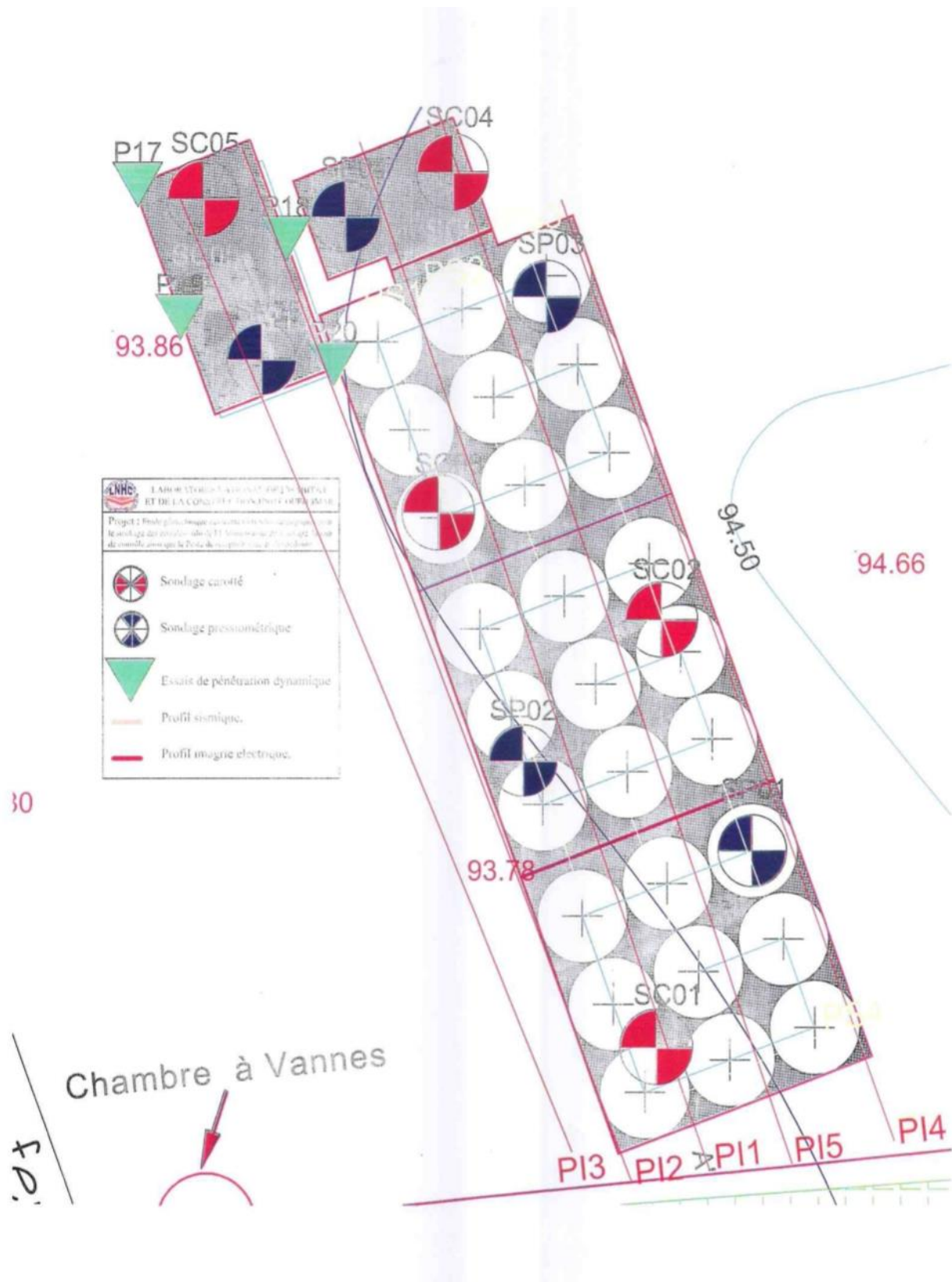


Figure 3.1 : L'implantation des essais in situ

Tableau 3.1 : Description de sondage carottier (SC 01)

N°	Profondeur (m)	Lithologie
SC 01	0.0-0.7	Terre végétale
	0.7-2	Argile limoneuse carbonate graveuse de couleur marron
	2-10	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	10-15	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse argileuse
	15-18	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	18-22	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse argileuse
	22-32	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	32-41	Alluvion forme par de galets et argile et sable
	41-50	Argile carbonate de couleur marron
	Fin de sondage a 50m	

Tableau 3.2 : Description de sondage carottier (SC 02)

N°	Profondeur (m)	Lithologie
SC 02	0-0.7	Terre végétal
	0.7-1.1	Argile limoneuse carbonate graveuse de couleur marron
	1.1-10.5	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	10.5-40	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse argileuse avec quelque passage fin d'argile limoneuse
	40-43	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	43-50	Alluvion forme par de galets et argile et sable
	Fin de sondage a 50m	

Tableau 3.3 : Description de sondage carottier (SC 03)

N°	Profondeur (m)	Lithologie
SC 03	0-0.8	Terre végétal
	0.8-2.5	Argile limoneuse carbonate graveuse de couleur marron
	2.5-13	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	13-26.5	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse
	26.5-32	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	32-50	Alluvion forme par de galets et argile et sable
	Fin sondage a 50m	

Les sondages carottiers réalisés ont mis en évidence la présence de deux (2) couches lithologiques, elles sont représentées de haut en bas par :

Couche I : argile limoneuse graveleuse à carbonate de couleur marron.

Couche II : alluvion formé par des Gallet enrobe dans une matrice sableuse argileuse.

3.4.1.2. Mesure piézométrique

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde électrique. Il est aussi utilisé afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants. Le principe est de réaliser un sondage à une profondeur donnée, puis d'enfoncer le tube en PVC (muni par des trous dans son extrémité inférieure) à la même profondeur. En surface, le tube est fermé par un bouchon afin de le préserver.

Le sondage SC04, SP02, SP05 a été équipé de tubes piézométriques. Les mesures piézométriques réalisées n'ont révélé aucune présence d'eau dans le sous-sol du projet en question.

3.4.1.3. Profils lithologies

➤ Sondage carotte SC 01

Profondeur	Lithologie	description	Nivo. Eau
00.00		Terre végétale	
06.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
12.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
18.00	 	Argile limoneuse carbonaté (marron) Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
24.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
30.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
36.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
42.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
48.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
54.00			

Figure 3.2 : Coupe lithologique du sondage carotte SC01

➤ Sondage carotte SC 02

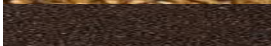
Profondeur	Lithologie	description	Nivo. Eau
00.00		Terre végétale	
06.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
12.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
18.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
24.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
30.00			
36.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
42.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
48.00			
54.00			

Figure 3.3 : Coupe lithologique du sondage carotte SC 02

➤ Sondage carotte SC 03

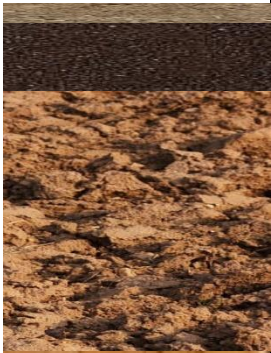
Profondeur	Lithologie	description	Nivo. Eau
00.00		Terre végétale	
06.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
12.00		Argile limoneuse graveleuse	
18.00			
24.00			
30.00			
36.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
42.00			
48.00			
54.00			

Figure 3.4 : Coupe lithologique du sondage carotte SC03

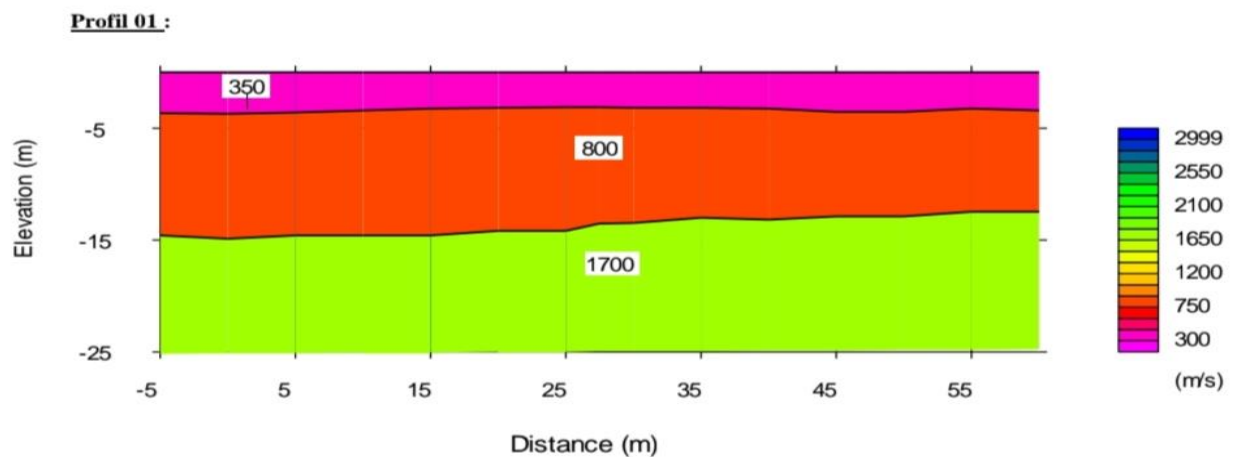
3.4.1.4. Compagnie géophysique

3.4.1.4.1. Essai réfraction sismique

❖ Principe de l'essai

La réfraction sismique consiste à provoquer un ébranlement artificiel à l'aide d'un marteau. L'ébranlement déforme le milieu traversé. Ces déformations se propagent sous forme d'ondes réfractées sur les surfaces de discontinuité et enregistrées à l'aide des géophones. Les temps de propagation permettent de calculer les vitesses de propagation des ondes dans le sous-sol.

Dans notre étude, on ne s'intéresse qu'aux ondes primaires de vitesses " V_p ", qui permettent de mesurer les épaisseurs des couches et d'apprécier leur nature, et aux ondes secondaires de vitesse " V_s " qui permettent de classer le sol d'après les règles parasismiques algériennes.



Modèle de terrain obtenu par le profil sismique 01

Figure 3.5 : Modèle de terrain de profile sismique 01

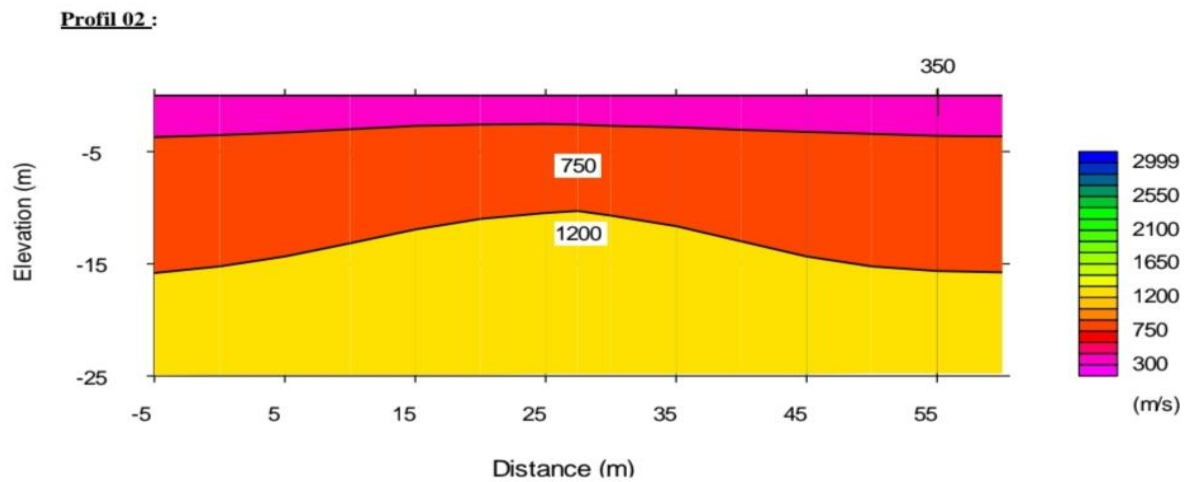


Figure 3.6 : Modèle de terrain de profile sismique 02

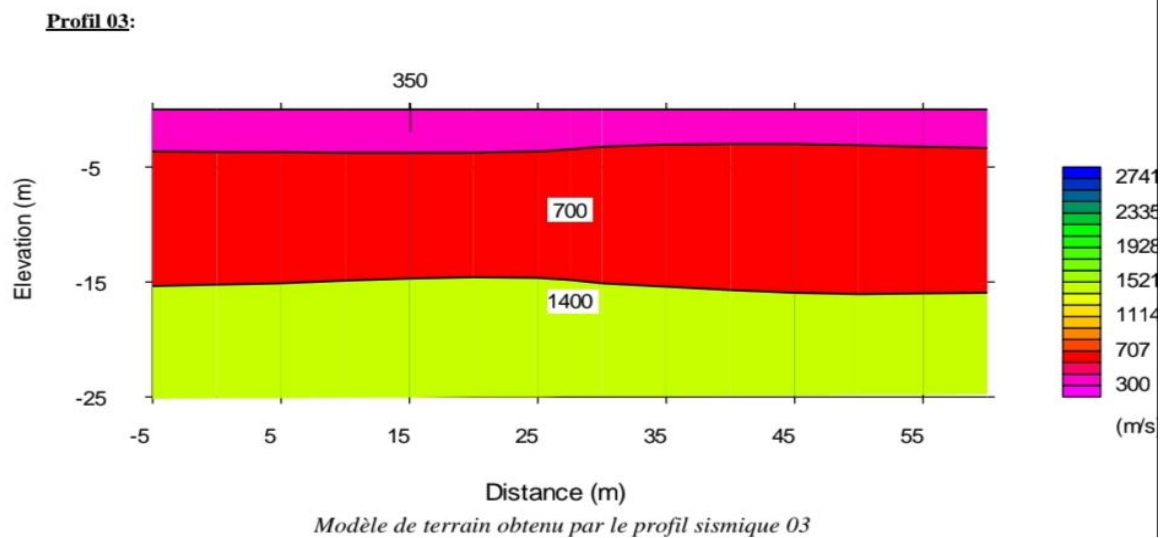


Figure 3.7 : Modèle de terrain de profile sismique 03

Synthèse des résultats

Les résultats de chaque profil sont donnés ci-après. Les modèles de terrain obtenus par les vitesses V_p & V_s .

Profil sismique 01**Tableau 3.4 : Résultat du profil sismique 01**

Vitesses de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Epaisseurs de la couche (m)
Vp1= 350	Vs1=200	0 – 3.5	3.5
Vp2= 800	Vs2=348	3.5 – 14.5	11.0
Vp3=1700	Vs3=495	14.5 -...	...

Profil sismique 02**Tableau 3.5 : Résultat du profil sismique 02**

Vitesses de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Epaisseurs de la couche (m)
Vp1= 350	Vs1=206	0 – 3.5	3.5
Vp2= 750	Vs2=359	3.5 – 16.0	12.5
Vp3=1200	Vs3=411	16.0 -...	...

Profil sismique 03**Tableau 3.6 : Résultat du profil sismique 03**

Vitesses de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Epaisseurs de la couche (m)
Vp1= 350	Vs1=221	0 – 3.5	3.5
Vp2= 700	Vs2=363	3.5 – 15.5	12.0
Vp3=1400	Vs3=491	15.5 -...	...

Interprétation des résultats

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois couches.

3.4.1.5 Les résultats des essais de pénétration dynamique (PDL)

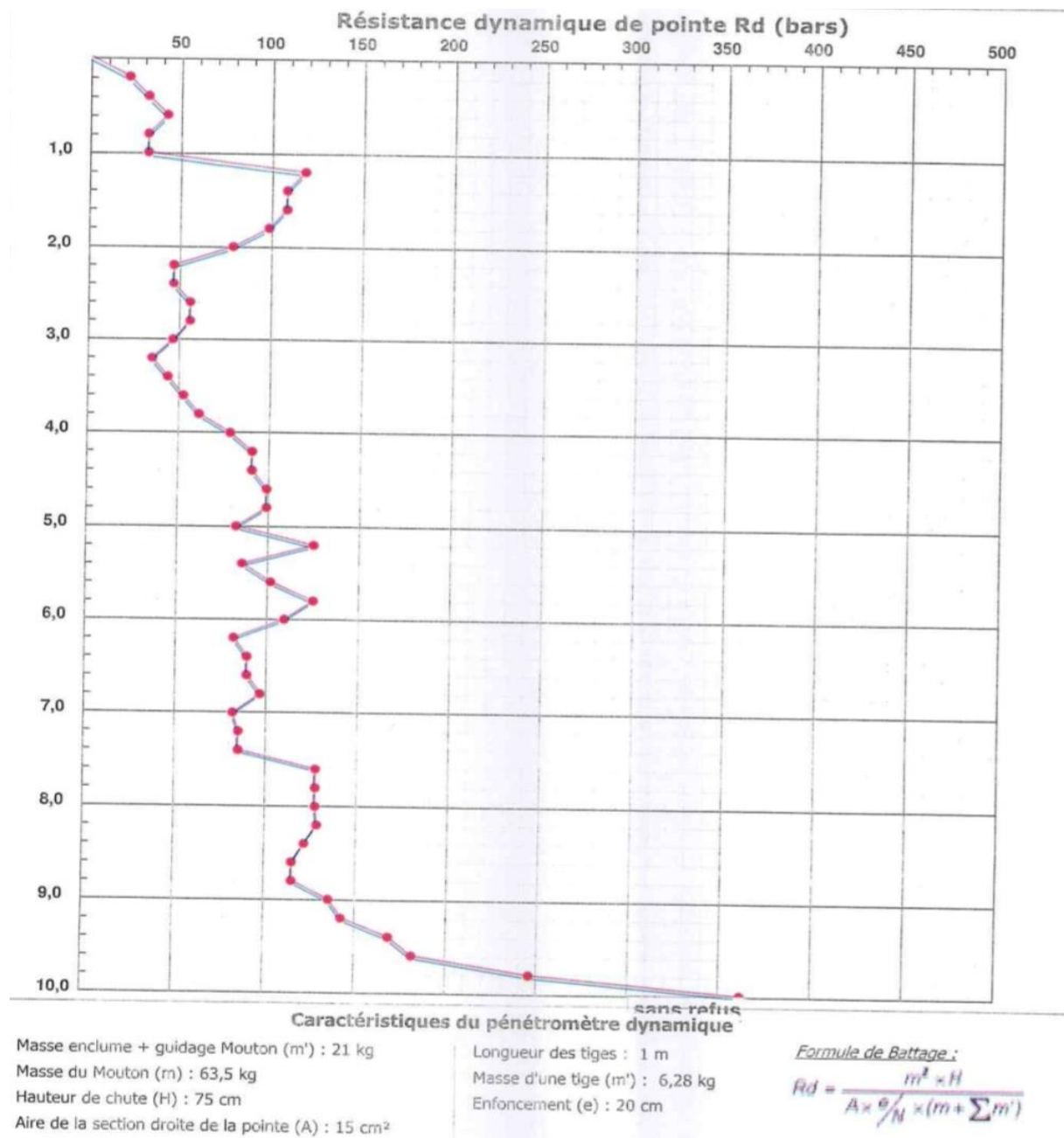


Figure 3.8 : Courbe de l'essai PDL 01

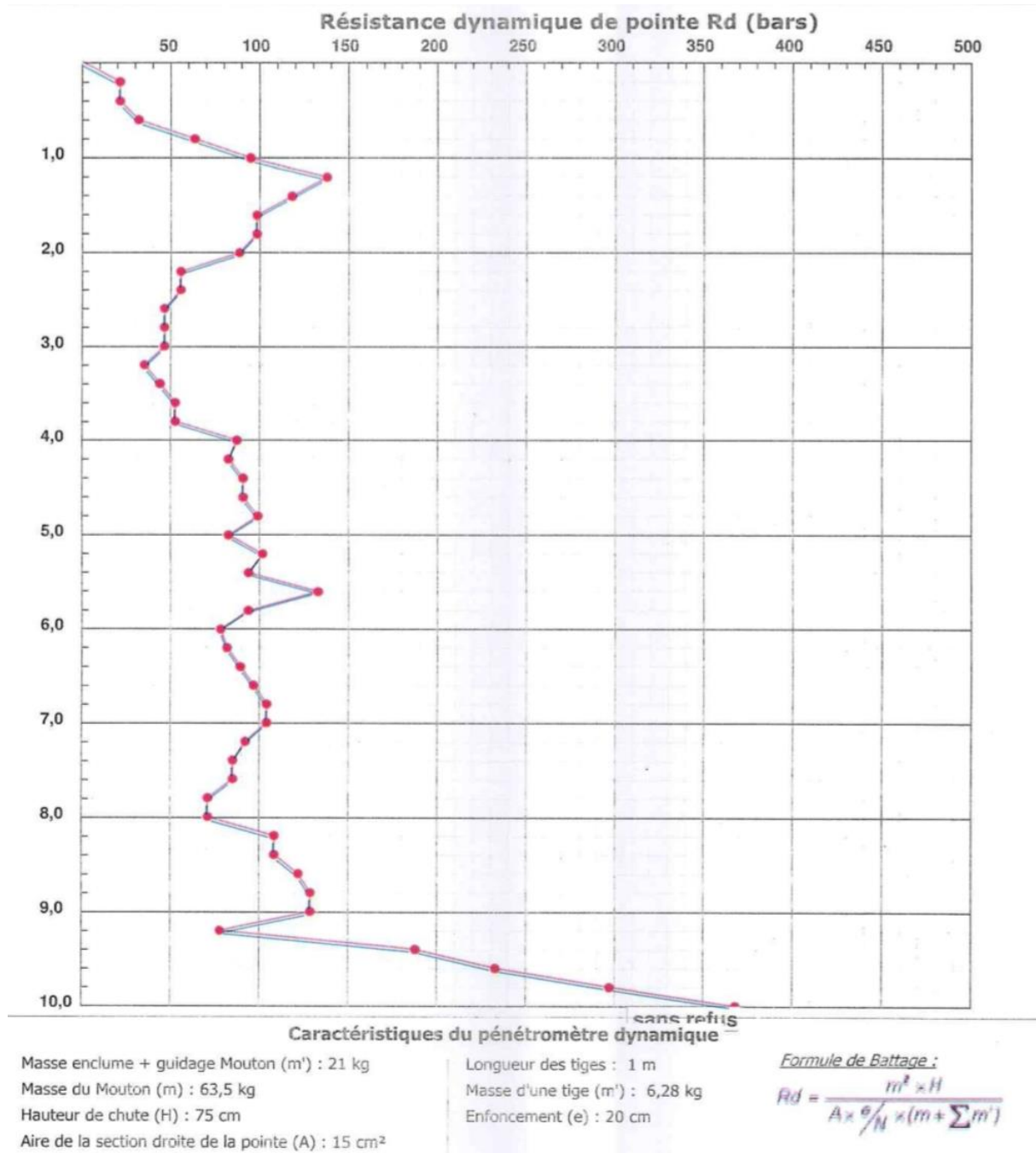


Figure 3.9 : Courbe de l'essai PDL 02

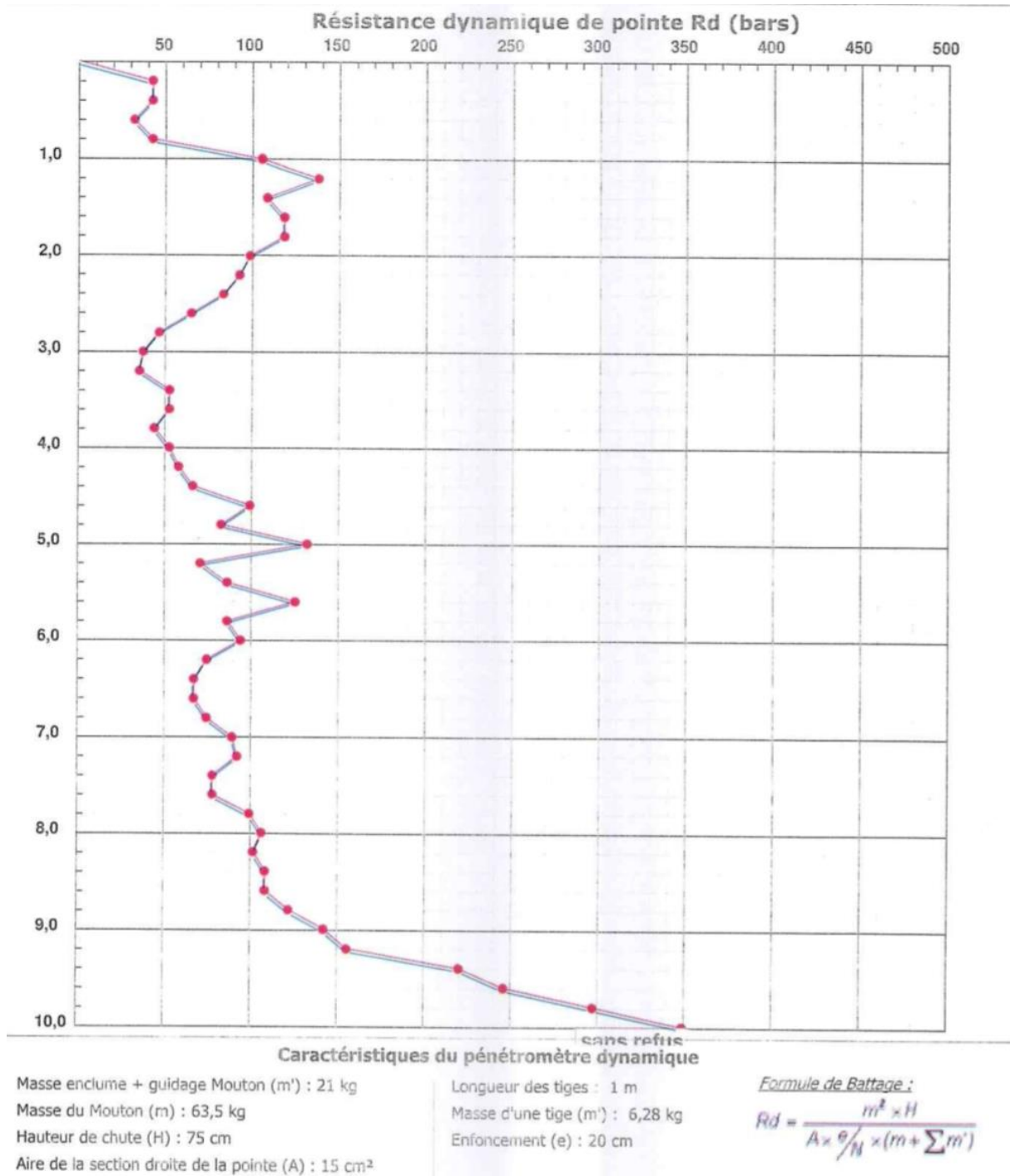


Figure 3.10 : Courbe de l'essai PDL 03

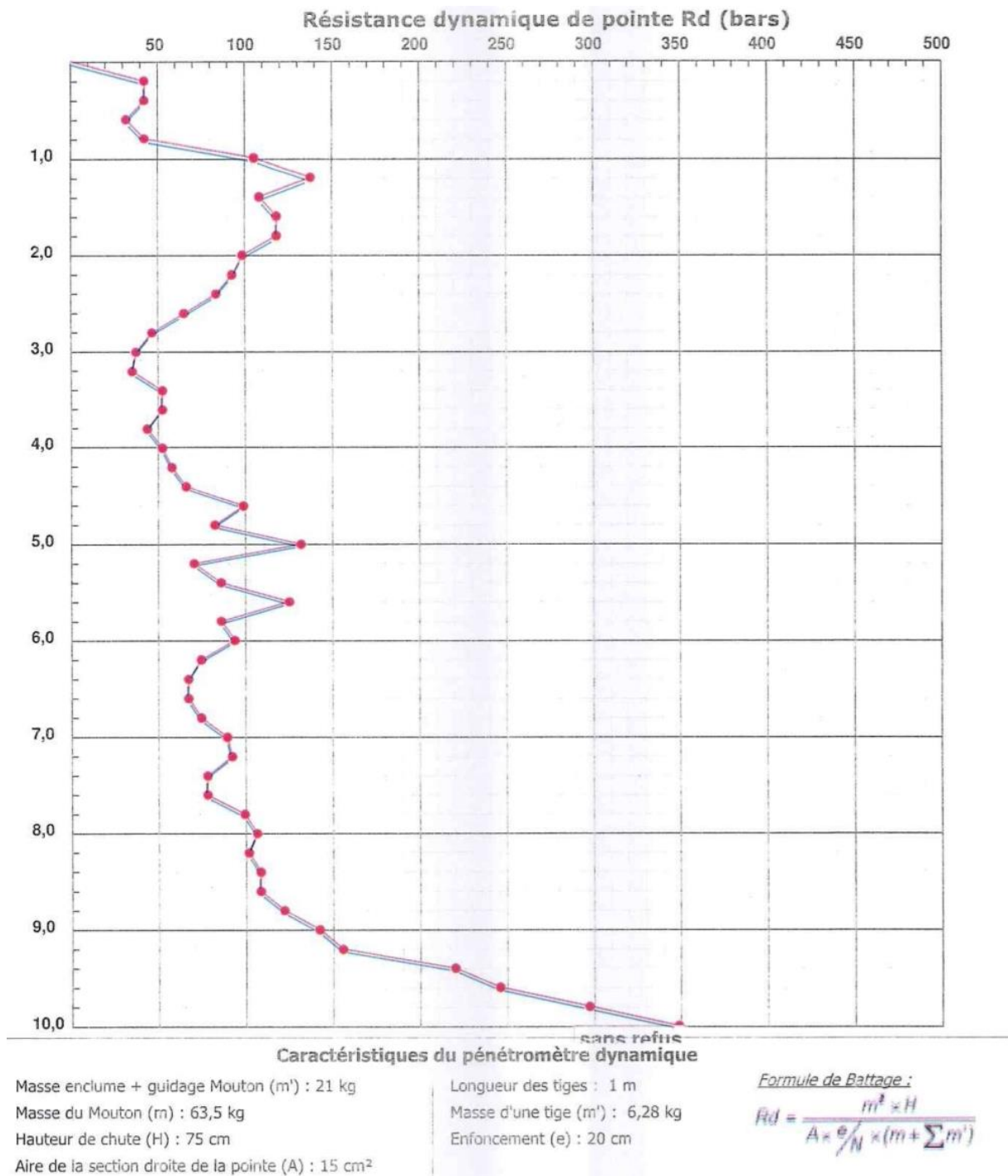


Figure 3.11 : Courbe de l'essai PDL 04

3.4.1.6 Résultats des essais pressiométrique de Ménard PMT

Tableau 3.7 : Résultat d'essai pressiométrique 01

Profondeur (m)	E (bar)	P_l (bar)	P_0 (bar)	P_l^* (bar)	E/P_l
1.5	65.05	6.03	0.322	5.708	10.80
3	292.28	17.67	0.645	17.025	16.54
4.5	235.42	15.8	0.967	14.83	14.9
6	167.96	11.82	1.29	10.53	14.21
7.5	184.59	12.12	1.575	10.54	15.23
9	238.44	14.27	1.935	12.335	16.71
10.5	238.29	16.33	2.257	14.07	14.6
12	225.38	18.59	2.58	16.	12.12
13.5	226.91	18.85	2.9	15.95	12.04
15	250.6	18.64	3.225	15.415	13.44
16.5	333.68	25.29	3.547	21.743	13.2
18	387.14	29.65	3.87	25.78	13.39
19.5	370.26	29.68	4.192	25.488	12.47
21	405.37	33.84	4.515	29.325	11.98
22.3	403.69	34.42	4.837	29.583	11.73
24	441.73	38.14	5.16	32.98	11.58
25.5	567.97	38.7	5.482	33.218	14.68
27	1046.74	65.62	5.805	59.815	15.95
28.5	933.89	74.38	6.127	68.253	12.56
30	970.02	70.38	6.45	63.93	13.78
31.5	1065.11	52.22	6.772	45.448	20.4
33	949.35	52.29	7.095	45.195	18.16
34.5	1010.59	66.76	7.417	59.343	15.14
36	861.13	52.59	7.74	44.85	16.37
37.5	1014.57	58.82	8.062	44.758	19.21
39	896.74	52.9	8.358	44.515	16.95
40.5	1122.37	53.1	8.707	44.393	21.14
42	911.92	53.15	9.03	44.12	17.16
43.5	1018.15	53.39	9.352	44.038	19.07
45	1203.46	53.62	9.675	43.945	22.45
46.5	1170.46	53.76	9.997	43.763	21.77
48	1051.15	53.91	10.32	43.6	19.5

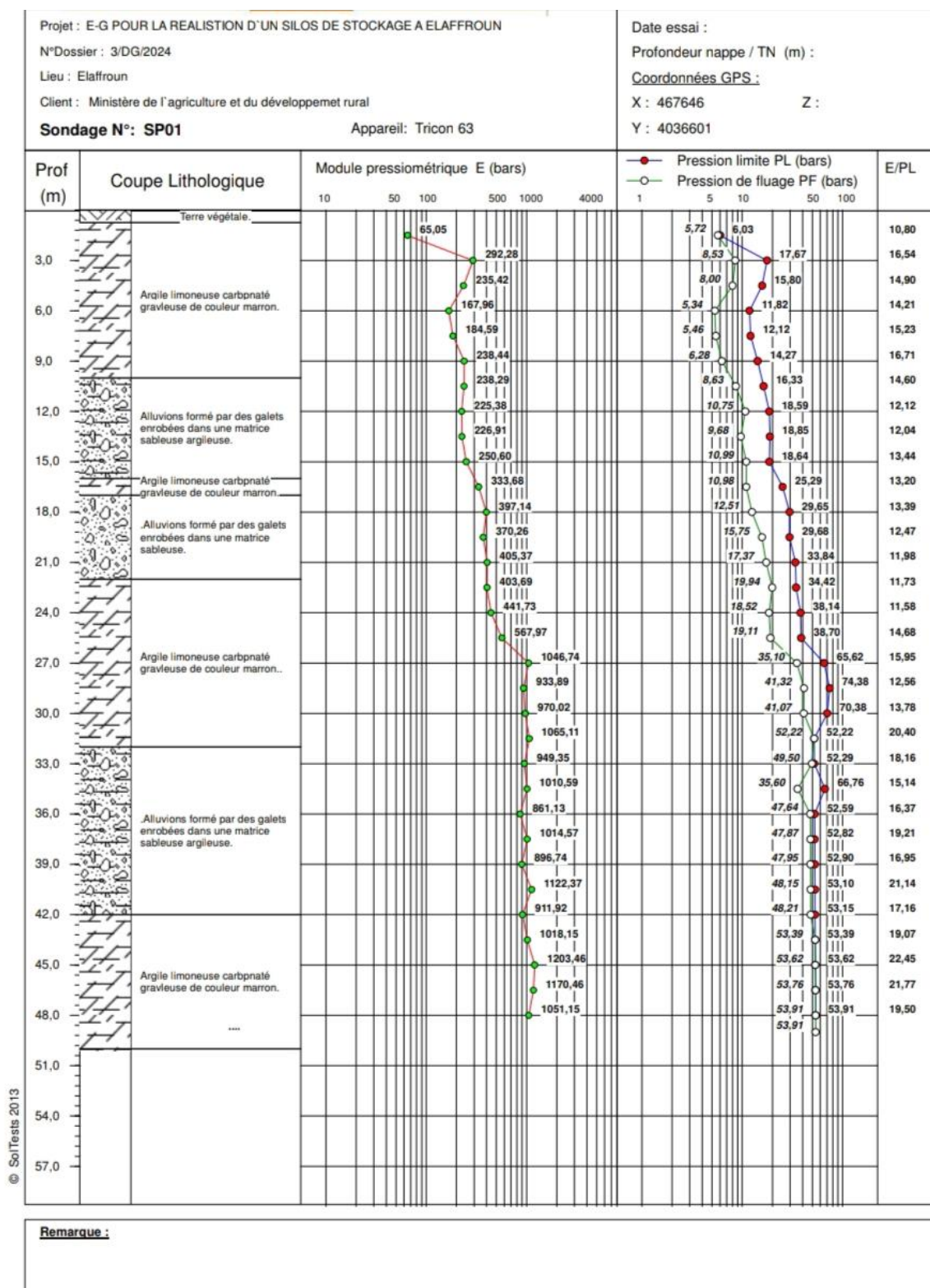


Figure 3.12 : Profil de l'essai PMT 01

Tableau 3.8 : Résultat d'essai pressiometrique 02

Profondeur (m)	E (bar)	P_l (bar)	P_0 (bar)	P_l *(bar)	E/P_l
1.5	83.69	6.35	0.322	6.068	13.09
3	225.89	17.87	0.645	17.225	12.34
4.5	157.31	17.89	0.967	16.923	16.38
6	173.47	14.14	1.29	12.85	11.83
7.5	196.7	12.06	1.575	10.485	14.38
9	216.6	14.42	1.935	12.485	11.777
10.5	202.4	16.26	2.257	14.00	13.32
12	215.38	16.59	2.58	14.00	12.2
13.5	271.72	18.8	2.9	15.9	11.46
15	373.67	18.8	3.225	15.575	14.45
16.5	401.86	25.26	3.547	21.713	14.79
18	389.97	25.49	3.87	21.62	15.76
19.5	400.81	33.81	4.192	29.618	11.53
21	423.05	34.33	4.515	29.815	11.68
22.5	432.34	29.85	4.837	25.013	14.17
21	429.05	38.17	5.16	33.00	11.33
25.5	462.64	34.51	5.482	29.028	12.43
27	906.44	38.74	5.805	32.935	11.94
28.5	837.55	52.92	6.127	46.793	17.13
30	794.85	70.03	6.45	63.55	11.96
31.5	817.55	70.43	6.772	63.658	11.29
33	1019.53	53.3	7.095	46.205	15.34
34.5	1019.53	64.12	7.417	56.703	15.9
36	1019.00	72.00	7.74	64.26	11.5
37.5	982.51	84.81	8.062	76.748	11.58
39	793.35	74.03	8.385	65.645	10.72
40.5	908.34	54.06	8.707	45.353	16.8
42	1148.22	83.71	9.03	74.68	13.72
43.5	842.84	54.38	9.352	45.028	15.5
45	1234.02	54.65	9.675	44.975	22.58
46.5	1148.22	84.16	9.997	74.63	13.64
48	1146.22	84.31	10.32	74.00	13.52
49.5	234.02	55.1	10.64	44.46	22.4

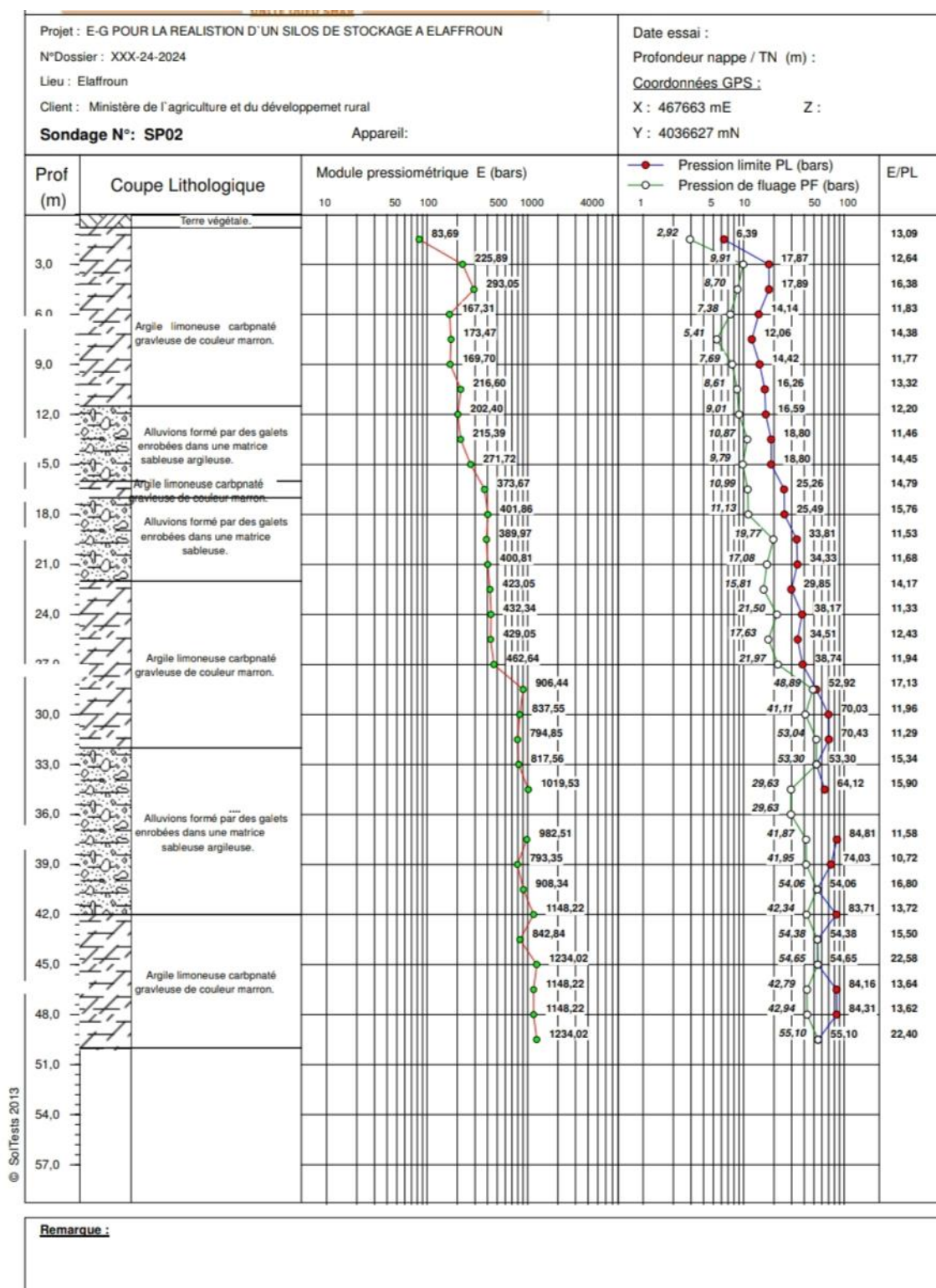


Figure 3.13 : Profil de l'essai PMT 02

Tableau 3.9 : Résultat d'essai pressiometrique 03

Profondeur	E (bar)	P_l (bar)	P_0 (bar)	P_l^* (bar)	E/P_l
0.8	98.79	7.19	0.175	7.015	13.74
1.5	167.96	11.43	0.327	11.103	14.69
3	180.78	15.65	0.655	15	11.55
4	202.98	15.84	0.873	14.97	12.82
5	235.32	13.83	1.075	12.75	17.01
6	161.51	13.99	129	12.7	11.55
7	170.17	11.97	1.509	10.461	14.22
8	217.17	13.98	1.72	12.26	15.54
9	155.73	14.42	1.935	12.485	11.49
10	149.01	12.23	2.15	10.08	12.19
11	160	12.42	2.365	10.05	12.88
12	163.14	12.47	2.58	9.89	13.08
13	226.96	18.65	2.795	15.85	12.17
14	331.07	29.77	3.01	26.76	11.12
15	232.6	18.97	3.225	15.75	12.26
16	236.65	17.01	3.44	13.57	13.91
17	230.88	19.34	3.655	15.69	11.94
18	238.73	21.44	3.78	17.66	11.13
19	321.75	25.66	3.99	21.67	12.54
20	371.74	33.99	4.2	29.79	10.94
21	486.45	34.22	4.41	29.81	14.22
22	325.99	26.21	4.62	21.6	12.44
23	377.61	34.45	4.83	29.62	10.96
24	422.31	34.85	5.04	29.81	12.12
25	872.72	59.08	5.25	53.83	14.77
26	967.97	61.51	5.46	56.05	15.74
27	847.01	52.67	5.67	47	16.08
28	1060.88	52.84	5.88	46.96	20.08
29	994.32	52.89	6.09	46.8	18.8
30	1324.32	53.033	6.3	46.733	24.98
31	969.02	77.56	6.51	71.05	12.49
32	865.37	69.31	6.72	62.6	12.49
33	856.71	53.24	6.93	46.31	16.09

34	1031.38	72.79	7.14	65.65	14.17
35	1093.25	53.44	7.35	46.09	20.46
36	889.92	53.57	7.56	46.01	16.61
37	1198.60	53.68	7.77	45.91	22.33
38	1243.2	53.86	7.98	45.88	23.08
39	2956.08	58.33	8.19	50.14	50.68
40	1260.75	54.07	8.4	45.67	23.32
41	1301.64	54.09	8.61	45.48	24.06
42	1365.70	54.27	8.82	45.45	25.17
43	798.55	65.62	9.03	56.59	12.17
44	888.57	72.74	9.24	63.5	12.19
45	1260.75	54.57	9.45	45.12	23.11
46	1243.2	54.66	9.66	44.9	22.74
47	1198.50	54.68	9.87	44.81	21.92
48	1093.26	54.74	10.08	44.66	19.97
49.5	2956.08	59.33	10.29	49.04	49.82

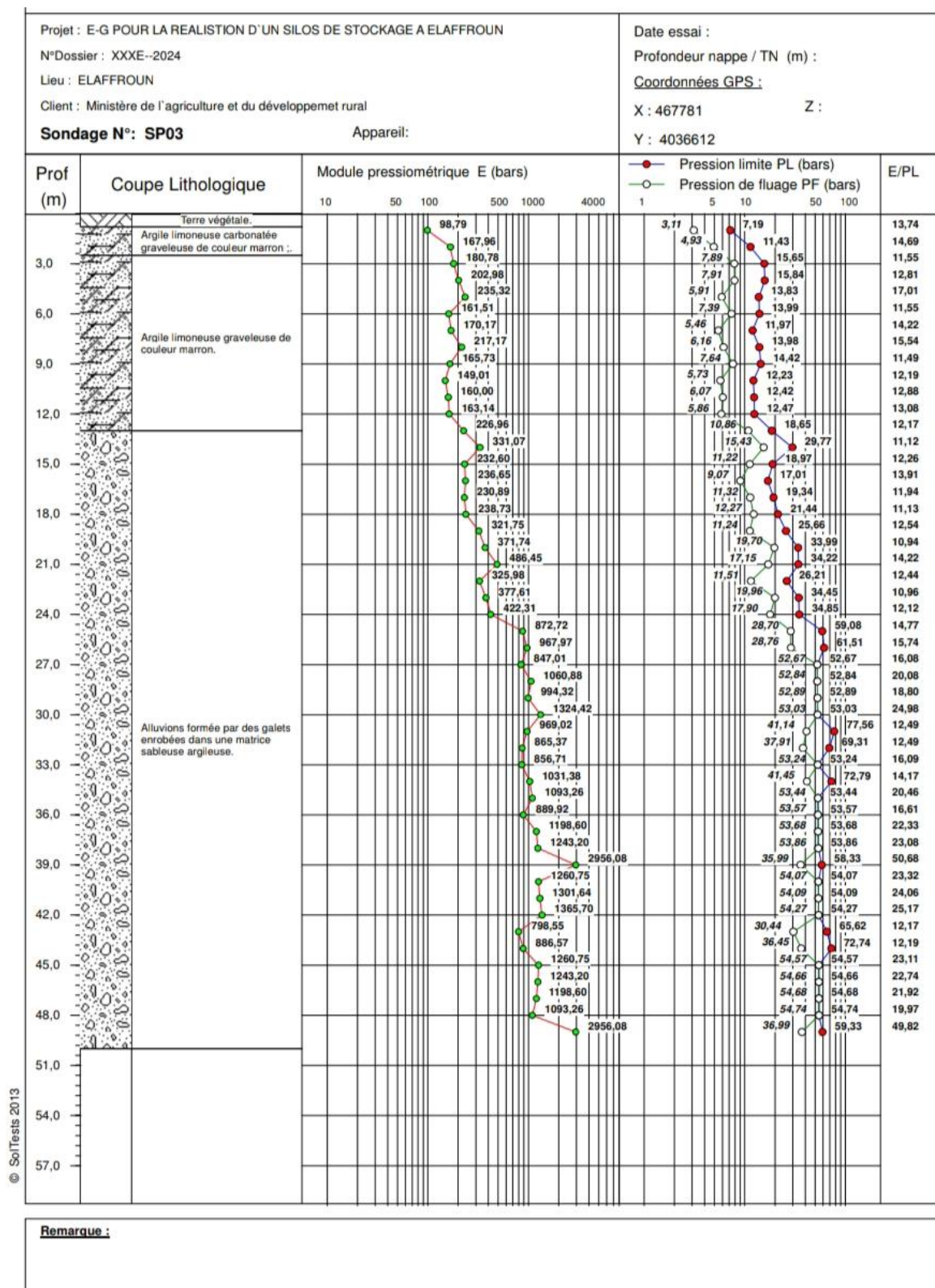


Figure 3.14 : Profil de l'essai PMT 03

3.4.2. Les essais de laboratoire

L'ensemble des résultats des essais réalisés par le laboratoire (LNHC) sont :

3.4.2.1 Essai physique

Tableau 3.10 : résultat d'essais laboratoire

N°	profondeur	Identification				Limite d'Atterberg				Granulo métrie	Classific ation du sol
		$\gamma_d (\frac{kN}{m^3})$	$\gamma_h (\frac{kN}{m^3})$	$\omega \%$	SR %	$W_l \%$	$W_p \%$	$I_p \%$	I_c	> 80	
SC 01	1.60-2.00	18.9	21.5	14	86	58	29	29	1.51	97.82	A_t
	2.50-2.90	18.3	21.6	18	100	58	30	28	1.42	96.84	A_t
	5.50-6.00	19.0	21.3	12	76	55	28	27	1.59	96.95	A_t
	6.50-7.00	19.5	21.8	12	83	56	28	28	1.57	96.15	A_t
	18.50-19.0	18.0	21.1	17	92	40	20	20	1.15	69.87	A_t
	23.60-24.0	17.7	21.0	18	94	60	30	30	1.4	98.12	A_t
	27.50-27.9	16.3	20.2	24	98	56	28	28	1.14	95.38	A_t
	44.00-44.3	18.7	21.8	17	100	54	27	27	1.37	94.74	A_t
SC 02	4.50-4.80	18.7	21.3	14	85	50	25	25	1.96	88.57	A_t
	5.40-6.00	17.6	20.5	18	88	47	24	23	1.26	72.02	A_p
	7.50-8.00	18.5	21.1	14	83	42	22	20	1.4	70.21	A_p
	40.00-40.5	15.2	17.6	15	54	41	21	20	1.3	71.34	A_p
	43.20-43.6	18.4	21.4	16	93	46	23	23	1.30	75.20	A_p
	46.50-47.0	18.5	21.2	14	85	58	29	29	1.51	97.96	A_t
SC 03	2.50-3.00	18.0	21.5	19	100	54	27	27	1.29	94.53	A_t
	5.60-6.00	17.6	20.8	18	99	52	26	26	1.30	89.92	A_t
	26.50-27.0	18.2	21.5	18	100	50	25	25	1.28	87.90	A_t

- Le degré de saturation indique que le sol est en état humide à saturer, les valeurs varient entre 54% à 100%, nous mettent en présence d'un sol fin dans l'ensemble, la classification fait selon l'abaque de Casagrande montrant que la formation est très plastique (A_t)
- L'indice de consistance (I_c) calculé indique un sol très consistant.

- La valeur de la densité sèche montre que le sol est très dense dans l'ensemble. D'où le poids volumique sec est compris entre 17.6 kN/m^3 et 20.3 kN/m^3

3.4.2.2 analyses chimiques

Tableau 3.11 : Résultat des analyses chimiques

Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfate SO_4^-		Carbonate $CaCO_3$ (%)	Chlorures Cl^- (%)	Matière organique (%)	Insolubles (%)	pH
		Mg/Kg	%					
SC 01	1.60-2.00	Traces	/	54.48	Traces	0.36	98.87	N-D
	5.50-6.00	Traces	/	23.61	Traces	0.16	98.58	N-D
	18.50-19.00	Traces	/	34.50	Traces	Traces	99.02	N-D
	27.50-27.90	Traces	/	38.13	Traces	Traces	98.86	N-D
	44.00-44.30	Traces	/	40.86	Traces	Traces	99.04	N-D

Interprétation des résultats :

Les valeurs des ions de sulfates SO_4^- obtenus à travers ces analyses, montrent que le sol est d'agressivité nulle envers le béton de l'infrastructure selon la norme NA 788/2021.

Les taux carbonates traduisent un sol faiblement marneux à marneux selon la norme NF P 94-011.

Les taux des matières organiques indiquent que le sol n'est pas organique par référence à la norme NF P 94-011.

3.4.2.3. L'essai mécanique

3.4.2.3.1 Résistance au cisaillement consolidé drainé (CD)

Couche 1 : argile limoneuse graveleuse de couleur marron

Tableau 3.12 : résultats d'essai de cisaillement

Sondage N°	Profondeur (m)	C' (bar)	φ' (°)
SC 01	1.60 - 2.00	/	/
	2.50 - 5.90	0.45	19
	27.50 - 27.90	0.66	21
SC 02	5.40 - 6.00	/	/
	46.50 - 47.00	0.62	17
SC 03	2.50 - 3.00	0.37	19
	5.60 - 6.00	0.5	20

φ' = angle de frottement effectif interne

C' = cohésion effective de sol.

3.4.2.3.2 Essai triaxial UU

Tableau 3.13 : résultat Essai triaxial UU

Sondage N°	Profondeur (m)	C_u (bar)	φ_u°
SC 01	1.60 - 2.00	0.53	9
	2.50 - 5.90	/	/
	27.50 - 27.90	/	/
SC 02	5.40 - 6.00	0.64	10
	46.50 - 47.00	/	/
SC 03	2.50 - 3.00	/	/
	5.60 - 6.00	/	/

3.4.2.3.3 Compressibilité a l'odomètre :

Tableau 3.14 : résultat Compressibilité a l'odomètre

SCN°	Profondeur(m)	σ'_c (bar)	σ_0' (bar)	C_s	C_c	OCR	Observation
SC 02	7.50 - 8.00	0.48	0.89	0.042	0.12	0.54	Sol moyennement compressible, gonflant
	43.20 - 43.60	0.96	4.76	0.038	0.14	0.20	Sol moyennement compressible, peu gonflant
SC 03	2.50 - 3.00	0.41	0.31	0.037	0.164	1.32	Sol moyennement compressible, peu gonflant
	5.60 - 6.00	0.91	0.64	0.037	0.084	1.42	Sol moyennement compressible, peu gonflant
	26.50 - 27.00	2.95	3.03	0.012	0.072	0.97	Sol moyennement compressible, peu gonflant

σ_c = pression on compressibilité

C_c = coefficient de compressibilité

C_s = coefficient de gonflement

OCR=est le rapport de sur-consolidation permet d'apprécier le degré de Sur-consolidation d'un sol, a une profondeur z donné.

Il est défini comme suit :

$$\text{OCR} = (\sigma'_c / \sigma_v')$$

En notant par σ_v' la contrainte effective calculée à la profondeur où l'échantillon a été prélevé, le sol est dit :

- Sur consolidé si la contrainte effective due au poids des terres σ_{v0}' est inférieure à σ'_c ($\text{OCR} > 1$).
- Normalement consolidé si σ_{v0}' est égale à σ'_c ($\text{OCR} = 1$).
- Sous-consolidé si σ_{v0}' est supérieur à σ'_c ($\text{OCR} < 1$), il s'agit des sols de formation récente, en cours de consolidation sous leur propre poids tels que la vase, la tourbe et certains sols organiques.
- Les sols argileux peuvent être classés selon leur compressibilité en fonction du terme $\lambda = C_c / (1 + e_0)$.

Tableau 3.15 : Classification de la compressibilité des sols fins

Intervalle de λ	Compressibilité
0-0.015	Incompressible
0.015-0.050	Peu compressible
0.050-0.2	Moyennement compressible
> 0.200	Très compressible

Interprétations des résultats

D'après ce résultat, on constate que la formation argileuse et de moyenne compressibilité gonflante à peu gonflante, on comprend que la valeur σ'_c avec le poids des terres au repos σ_{v0}' dénotent que le sol en place est dans un état normalement consolidé, et au-delà de 41m de profondeur le sol en place est dans un état surconsolidé, ceci dit que dans le temps ancien a subi une pression supérieure à l'actuelle (érosion).

3.4.3. Classification du sol selon le système LCPC

D'après l'étude des différentes données géotechniques fournies par le laboratoire (LNHC) on a peu classé les échantillons selon le système LCPC. Les tableaux suivants regroupent les classes des échantillons suivant le sondage et la profondeur de l'échantillon.

À partir du résultat des essais :

Sondage carotte (SC 01)➤ Profondeur [1.6, 2] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.88	97.82

On a $T(80\mu\text{m})=97.82\%$

97.82% des éléments ayant de diamètre $< 80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 % des éléments de diamètre

$< 80\mu\text{m}$ = sol fin

On a 0.36% des matières organique c-a-d moins de 3% = argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

$W_L=58\%$

$W_P=29\%$

$I_P=W_L-W_P=29\%$

D'après le diagramme de Casagrande ($W_L=58\%$, $I_P=29\%$)

→ Le sol est une « argile très plastique At »

➤ Profondeur [2.5, 2.9] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.99	96.84

On a $T(80\mu\text{m})=96.84\%$

96.84% des éléments ayant de diamètre $< 80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50% des éléments de diamètre

$< 80\mu\text{m}$ = sol fin

On a 0.16% des matières organique c-a-d moins de 3% = argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

$W_L=58\%$

$W_P=30\%$

$I_P=W_L-W_P=28\%$

D'après le diagramme de Casagrande ($W_L=58\%$, $I_P=28\%$)

→ Le sol est une « argile très plastique At. ».

➤ Profondeur [5.5, 6] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.86	96.95

On a $T(80\mu\text{m})=96.99\%$

96.99%des éléments ayant de diamètre $< 80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50% des éléments de diamètre $< 80\mu\text{m}$ = sol fin

On a 0% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

$W_L=55\%$

$W_P=27\%$

$I_P=W_L-W_P=28\%$

D'après le diagramme de Casagrande ($W_L=55\%$, $I_P=28\%$)

→Le sol est une « argile très plastique At. ».

➤ Profondeur [6.5, 7] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.47	96.15

On a $T(80\mu\text{m})=96.15\%$

96.15%des éléments ayant de diamètre $< 80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $< 80\mu\text{m}$ = sol fin

On a 0% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

$W_L=56\%$

$W_P=28\%$

$I_P=W_L-W_P=28\%$

D'après le diagramme de Casagrande ($W_L=56\%$, $I_P=28\%$)

→Le sol est une « argile très plastique At. ».

➤ Profondeur [44, 44.3] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	99.89	99.47	94.74

On a $T(80\mu\text{m})=94.74\%$

94.74%des éléments ayant de diamètre $< 80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50% des éléments de diamètre $< 80\mu\text{m}$ = sol fin

On a 0 %des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

$$W_L = 54 \%$$

$$W_P = 27\%$$

$$I_p = W_L - W_P = 27\%$$

D'après le diagramme de Casagrande ($W_L = 54\%$, $I_p = 27\%$)

→ Le sol est une « argile très plastique At. ».

Tableau 3.16: représentation du résultat de classification du sol (radier 01)

Sondage N°	Profondeur(m)	Classification du sol
SC 01	[1.6, 2]	Argile très Plastique (At)
	[2.5, 2.9]	Argile très Plastique (At)
	[5.5, 6]	Argile très Plastique (At)
	[6.5, 7]	Argile très Plastique (At)
	[18.5, 19]	Argile très Plastique (At)
	[23.6, 24]	Argile très Plastique (At)
	[27.5, 27.9]	Argile très Plastique (At)
	[44, 44.3]	Argile très Plastique (At)

On a appliqué la même méthode pour les autres sondages pour les (radier 02) et (radier 03) représentés dans les tableaux suivant :

Tableau 3.17 : représentation des résultats de classification du sol (radier 02)

Sondage N°	profondeur	Classification du sol
SC 02	[4.5, 4.8]	Argile très Plastique(At)
	[5.4, 6]	Argile peu Plastique(Ap)
	[7.5, 8]	Argile peu Plastique(Ap)
	[40, 40.5]	Argile peu Plastique(Ap)
	[43.2, 43.6]	Argile peu Plastique(Ap)
	[46.5, 47]	Argile très Plastique(At)

Tableau 3.18 : représentation des résultats classification du sol (radier 03)

Sondage N°	profondeur	Classification du sol
SC 03	[2.5, 3]	Argile très Plastique(At)
	[5.6, 6]	Argile très Plastique(At)
	[26.5, 27]	Argile très Plastique(At)

3.5 Etude de l'homogénéité du sol

➤ La première couche [0 à 3.5]m

- L'angle de frottement effective φ'

La valeur moyenne

$$\bar{\varphi} = \sum_i^n \frac{\varphi'}{n}$$

$$\bar{\varphi} = \frac{19 + 19}{2} = 19^\circ$$

L'écart type :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\varphi_i - \bar{\varphi})^2}{n-1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(19-19)^2 + (19-19)^2}{2-1}}$$

$$\lambda = 0$$

Le coefficient de variation

$$cv = \frac{\lambda}{\bar{\varphi}} = \frac{0}{19} = 0 = 0 \%$$

$Cv < 10\%$ la couche est homogène, alors on prend la valeur moyenne de l'angle de frottement $\varphi' = 19^\circ$

➤ La cohésion C'

La valeur moyenne

$$\bar{C'} = \sum_{i=1}^n \frac{C'}{n}$$

$$C' = \frac{45 + 37}{2} = 41$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(C' - \bar{C'})^2}{n-1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(45 - 41)^2}{2-1}}$$

$$\lambda = 5.656$$

Coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\bar{C'}} = \frac{5.656}{41} = 0.1379 = 13.79\%$$

$C_v = 13.79\% > 10\%$: le sol n'est pas homogène alors on prend la petite valeur de la cohésion : **$C' = 37 \text{ kPa}$**

- Les caractéristiques physiques

➤ La masse volumique humide γ_h

La valeur moyenne

$$\gamma_h = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_{hi}}{n}$$

$$\gamma_h = \frac{21.5 + 21.6 + 21.5}{3} = 21.53$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_h - \gamma_h)^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(21.5 - 21.53)^2 + (21.6 - 21.53)^2 + (21.5 - 21.53)^2}{3 - 1}}$$

$$\lambda = 5.787 \times 10^{-3}$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\gamma_h} = \frac{5.787 \times 10^{-3}}{21.53} = 0.277\%$$

$C_v < 10\%$ La couche est homogène alors on prend la valeur moyenne

$$\gamma_h = 21.53 \text{ KN/m}^3.$$

➤ La masse volumique sèche γ_d

La valeur moyenne

$$\gamma_d = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_{di}}{n}$$

$$\gamma_d = \frac{18.9 + 18.3 + 18}{3} = 18.4$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_d - \gamma_d)^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(18.4 - 18.9)^2 + (18.4 - 18.3)^2 + (18 - 18.4)^2}{3 - 1}}$$

$$\lambda = 0.0458.$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\gamma_d} = \frac{0.0458}{18.4} = 0.024 = 2.4\%$$

$C_V < 10\%$ Le sol est homogène on prendre la valeur moyenne

$$\gamma_d = \mathbf{18.4 \text{ KN/m}^3}.$$

➤ Degré de saturation S_r

La valeur moyenne

$$S_{\bar{r}} = \sum_{i=1}^n \frac{S_{\bar{r}}}{n}$$

$$S_{\bar{r}} = \frac{76 + 83 + 85 + 88 + 83 + 99}{6} = 85.33$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (S_r - S_{\bar{r}})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 8.08$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{S_{\bar{r}}} = 0.084 = 8.475\%$$

$C_V < 10\%$ La couche est homogène alors on prendre la valeur moyenne de degré de saturation

$$\mathbf{S_r = 95.33\%}$$

➤ Teneur en eau ω

La valeur moyenne

$$\bar{\omega} = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\omega}}{n}$$

$$\bar{\omega} = \frac{14 + 18 + 19}{3} = 17$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\omega_i - \bar{\omega})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 2.34$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\bar{\omega}} = 0.137 = 13.7\%$$

$C_v < 10\%$ La couche est homogène alors on prendre la valeur le plus de favorable $\omega = 19\%$

Tableau 3.19 : Résultat d'étude d'homogénéité du sol

Profondeur	φ'	$C' (kPa)$	$\gamma_d (\frac{kN}{m^3})$	$\gamma_h (\frac{kN}{m^3})$	$S_r (\%)$	$\omega (\%)$
[0-3.5] m	$C_v=0\% < 10\%$ Sol homogène $\varphi' = 19$	$C_v=13.79\%$ > 10% Sol non homogène $C' = 37$	$C_v=2.4\% < 10\%$ Sol homogène $\gamma_d = 19$	$C_v=0.27\% < 10\%$ Sol homogène $\gamma_h = 21.53$	$C_v=8.475\% < 10\%$ Sol homogène $S_r = 95.33$	$C_v=13.7\%$ >10% Sol homogène $\omega = 19\%$
[3.5-16] m	$\varphi' = 19$	$C' = 37$	$C_v=4.12\% < 10\%$ Sol homogène $\gamma_d = 18.48$	$C_v=2.53\% < 10\%$ Sol homogène $\gamma_h = 21.13$	$C_v=8.9\% < 10\%$ Sol homogène $S_r = 85.66\%$	$C_v=18.6\%$ >10% Sol homogène $\omega = 18\%$
[16-50] m	$C_v=14.8\% < 10\%$ Sol non homogène $\varphi' = 17$	$C_v=0\% < 10\%$ Sol homogène $C' = 64$	$C_v=0\% < 10\%$ Sol homogène $\gamma_d = 17.625$	$C_v=0\% < 10\%$ Sol homogène $\gamma_h = 20.725$	$C_v=5.6\% < 10\%$ Sol homogène $S_r = 94.54\%$	$C_v=17.3\%$ >10% Sol homogène $\omega = 24\%$

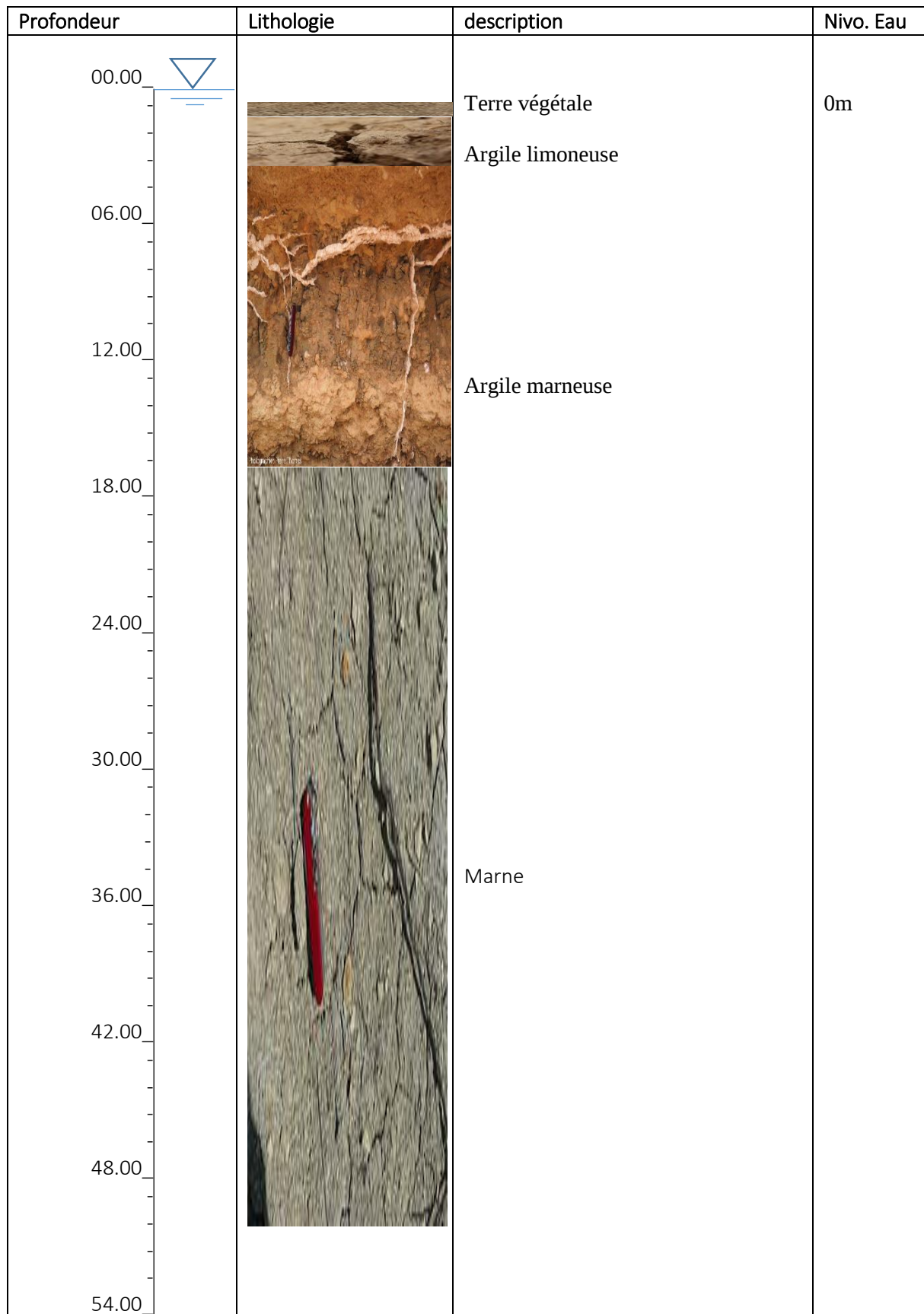


Figure 3.15 : La coupe lithologique finale

3.6 Conclusions

Sur la base des résultats des essais de laboratoire et de l'essai de réfraction sismique, on peut conclure que le sol est composé de trois couches.

Les valeurs de degré de saturation indiquent que l'état du sol est humide à saturer, ce qui suggère fortement la présence de la nappe phréatique en surface.

À la fin de ce chapitre, nous avons extrait la coupe lithologique finale qui nous permettra d'appliquer la méthode de calcul de la portance et le tassement des pieux.

CHAPITRE 04

CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS

4.1 Calcule de la capacité portante des fondations superficielles

4.1.1 Introduction

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. La capacité portante ultime d'une fondation superficielle est définie comme la charge maximale que peut supporter le sol support. Sous l'effet de la charge appliquée sur la fondation, le sol va subir un tassement acceptable tant que la charge reste raisonnable. Mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité portante ultime, alors le sol immédiatement sous la fondation et adjacent à cette dernière subit une rupture brusque.

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante du sol : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, à partir de la cohésion C et de l'angle de frottement φ et les méthodes de calcul à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite P_l du pressiomètre de Ménard.[4]

4.1.2 Calcul de la capacité portant à partir des essais de laboratoire :

La capacité portante d'un sol représente la susceptibilité de celui-ci (le sol) à reprendre les charges sans risque de rupture et/ou sans risque de tassements excessifs. Elle est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques du terrain mesuré soit au laboratoire, soit in situ. La formule générale qui nous permet d'avoir la charge limite de la fondation est due à Terzaghi :

$$q_l = 0,5 \gamma' B N_\gamma f_\gamma + C' N_c f_c + \gamma' D N_q f_q$$

Avec :

γ' : le poids volumique déjaugé du sol.

q_0 : Représente la contrainte due au poids des terres à la profondeur d'ancrage de la fondation ($q_0 = \gamma' \times D$).

D : est la profondeur d'ancrage.

f_γ, f_c et f_q : sont des coefficients de forme, qui dépendent des dimensions de la fondation (facteurs de forme).

N_γ, N_c, N_q : Facteurs de portance dépendant de l'angle de frottement interne (φ) du sol.

N_γ : Terme de surface proportionnel à B .

N_c : Terme de cohésion proportionnel à C .

N_q : Terme de profondeur proportionnel à D .

Les dimensions de la fondation sont données à titre indicatif ($L=40m, B=40m$)

B (Largeur de la semelle) = 40m ;

$$N_\gamma = 4.29 ; N_q = 5.8 ; N_c = 13.9$$

$$f_c = 1 + N_q / N_c = 1.417$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 B/L = 0.6$$

$$f_q = 1 + \tan \varphi' = 1.34$$

L (Longueur de radier) = 40 m

$$\gamma' = 11.53 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 19^\circ$$

$$C' = 37,00 \text{ KPa}$$

D (profondeurs d'encastrement) = 1.5 m

AN :

$$q_l = (1/2 * 11.53 * 40 * 4.29 * 0.6) + (37 * 13.9 * 1.417) + (11.53 * 1.5 * 5.8 * 1.34)$$

$$q_l = 1456.74 \text{ KPa}$$

➤ **Calcule de la contrainte admissible du sol :**

La contrainte admissible du sol est la pression maximale que l'on peut supporter avant sa rupture, elle est donnée par :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F}$$

Avec :

γ : Poids volumique déjaugé

D : Profondeur d'ancrage de la fondation

F_s : Coefficient de sécurité ≥ 3

q_l : Capacité portant du sol

$$q_{adm} = 11.53 * 1.5 + \frac{1456.74 - 11.53 * 1.5}{3} = 497.11 \text{ KPa}$$

➤ **Calcule de la pression transmise au sol par l'ouvrage**

Les résultat des charge appliques par radier (40*40)m de 9 cellules de stockage à l'Etat limite ultime donner par laboratoire (LNHC) et $Q_{ELU} = 1114177 \text{ KN}$

Donc la contrainte totale transmise q_T :

$$q = \frac{Q_{ELU}}{B * L} + \gamma_b * D$$

$$\Rightarrow q_T = \frac{1114177}{40 * 40} + 25 * 1.5 = 734 \text{ KPa}$$

Comparaison

$$q_T > q_{adm} \text{ (laboratoire)}$$

D'après la comparaison, on trouve que la charge totale de l'ouvrage à l'état limite ultime (ELU) est supérieure à la capacité portante admissible calculée par les essais de laboratoire. Le critère de la capacité portante est non vérifié.

4.1.3. Calcul de la capacité portant à partir de l'essai pressiométrique PMT

Le calcul de la capacité portante du sol (q_l) sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée est calculée selon la méthode pressiométrique à partir des résultats de l'essai pressiométrique par la relation suivante [4]

$$q_l = k_p \cdot p_{le}^* + q_0$$

Avec :

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne géométrique des pressions limites nettes sur une profondeur égale à $1,5 B$ située sous la semelle (DTR- BC 2.33.1).

q_0 : Représente la contrainte due au poids des terres à la profondeur d'ancrage de la fondation.

k_p : Facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par la formule suivante

$$k_p = k_p^1 \frac{B}{L} + k_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad \text{données par la figure de } k_p$$

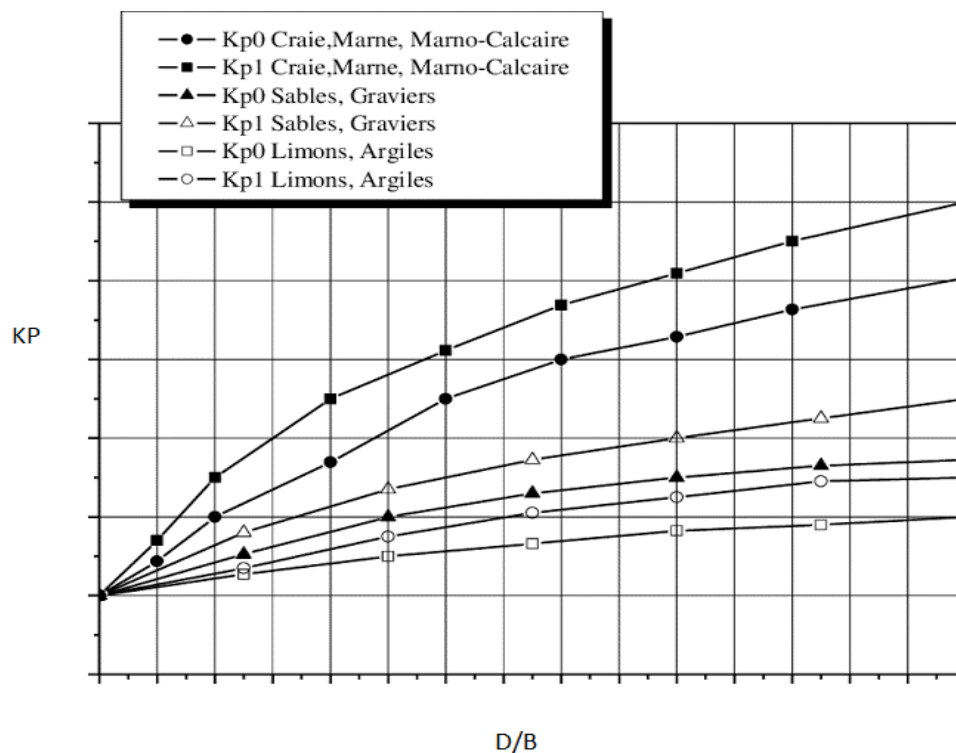


Figure 4.1 : Les valeurs de k_p selon le DTU13-12

k_p^1, k_p^0 correspondent respectivement à une semelle continue et carrée

On a :

$$P_l^* = P_l - P_0$$

La pression limite nette p_l^* qui est la différence entre P_l et la pression horizontale du terre au repos P_0 à une profondeur donnée au moment de l'essai.

P_0 : Contrainte totale de sol au niveau concentre et au moment où l'essai est réalisé Dans l'Argile $P_0(Z) = k_0 \cdot \sigma'_{v0}(z) + u(z)$

La méthode pressiométrique de LCPC se base sur le concept de la pression équivalente p_{le}^* et la fiche équivalente D_e , qui représente celle d'un sol homogène équivalente au sol hétérogène étudié p_{le}^* est la valeur moyenne des pressions limite nette dans la zone utile

$[D, D+3B/2]$ sous la fondation.

À une profondeur donnée dans la zone utile, si $P_l^* > 1.5 (P_l^*)_{\min}$, p_l^* est plafonnée et remplacée par $1.5 (P_l^*)_{\min}$ dans le calcul de P_{le}^*

$$p_{le}^* = \frac{\sum p_l^*}{N}$$

$$p_{le}^* = 1540 \text{ KPa}$$

D'après la figure (4.1) on détermine la valeur de facteur de portance pressiométrique en fonction de la nature du sol et les dimensions de la fondation

$$k_p = 0.8$$

$$q_l = 0.8 \cdot 1540 + 1.5 \cdot 21.53 = 1264.3 \text{ KPa}$$

➤ **Calcul de la contrainte admissible du sol :**

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_l - \gamma \cdot D}{F}$$

$$q_{adm} = 21.53 \cdot 1.5 + \frac{1264.3 - 21.53 \cdot 1.5}{3} = 442.96 \text{ KPa}$$

Comparaison

$$q_T > q_{adm} \text{ (PMT)}$$

D'après la comparaison, on trouve que la charge totale de l'ouvrage à l'état limite ultime (ELU) est supérieure à la capacité portante admissible calculée par l'essai pressiométrique. Le critère de la capacité portante est non vérifié.

4.1.4 Calcul de la capacité portant à partir de l'essai au pénétromètre dynamique lourd :

Aucune règle de calcul de la capacité portant à partir de l'interprétation de l'essai DPT n'a été prescrit dans le règlement français CCTG (1993).

Aucune définition n'a été proposé par DTU-13.12 a la résistance pénétromètre dynamique q_d équivalent intervenant dans le formule. On peut par analogie avec les méthodes pressiometrique et penetrometrique vue précédemment, calcul une résistance dynamique équivalent q_d^e en prenant une valeur moyenne sur une épaisseur de $3B/2$ sou la fondation, ceci après avoir plafonne la valeur élever par rapport a la valeur moyenne dans cette zone.

En conclusion la contrainte admissible sous une fondation superficielle peut être approché par :

$$q_{adm} = \frac{q_d^e}{20}$$

➤ **Calcule de la contrainte admissible du sol :**

Essai PDL(1) :

$$q_d = \frac{50 + 50 + 75 + 77 + 110 + 80 + 130 + 135 + 310}{9}$$

$$q_d = 113 \text{ bar}$$

$$q_d^e = \frac{50 + 50 + 75 + 77 + 110 + 80 + 113 + 113 + 113}{9} = 86.77 \approx 87 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = \frac{87}{20} = 4.35 \text{ bar}$$

Tableau 4.1 : Résultat de la reconnaissance pénétration dynamique PDL

N° de l'essai	La profondeur (m)	Résistance pénétration dynamique équivalent q_d^e (KN)	Capacité portant admissible q_{adm} (KN)
01	2.5	11300	435
02	2.5	10700	405
03	2.5	11300	440
04	2.5	11388	445

On prendre q_{adm} minimal donc : $q_{adm} = 4.05 \text{ bar}$

Interprétation du résultat à partir essai PDL

La valeur de résistance retenue à partir de l'essai PDL n'est pas utilisée pour la capacité portant des fondations puisqu'elle ignore complètement plusieurs facteurs qui modifient notablement la capacité portant, notamment :

- La géométrie de la fondation
- L'encastrement de la fondation dans le sol
- L'effet la proximité de nappe phréatique
- La consolidation de sol et l'évolution de la résistance du sol dans le temps [4]

Comparaison

$$q_T > q_{adm} (PDL)$$

D'après la comparaison, on trouve que la charge totale de l'ouvrage à l'état limite ultime (ELU) est supérieure à la capacité portante admissible calculée par l'essai de pénétration. Le critère de la capacité portante est non vérifié.

La capacité portante est non vérifiée pour les trois méthodes utilisées. Il faut redimensionner les fondations ou bien changer le type de fondations.

4.1.5 Calcule le tassement de radier par le module de déformation œdométrique (E_{oed})

Pour calculer le tassement par tranche en utilisant le **module de déformation œdométrique** E_{oed} , cette méthode est couramment utilisée en géotechnique pour estimer le tassement des sols sous chargement, notamment pour les fondations.

Formule générale [4]

La formule de base pour le tassement ΔH_i d'une tranche i du sol est donnée par :

$$\Delta H_i = \frac{\Delta \sigma_{vi}'}{E_{oedi}} * h_i$$

Où :

ΔH_i : Tassement de la tranche de sol

E_{oed} : Module de déformation œdométrique

h_i : Épaisseur de la tranche de sol

$\Delta \sigma_{vi}'$: Une augmentation de contrainte effective

4.1.5.1 Les étapes de calcul

1. Découper le sol étudié en N tranches suffisamment minces, le découpage continue jusqu'à ce que $\Delta \sigma_v'$ devienne négligeable dans un massif semi infini ou jusqu'à la base de sol étudié dans le cas d'un sol d'épaisseur infini.
2. Évaluer le module œdométrique de la tranche i à l'aide de l'équation $E_{oed} = \frac{E_m}{\alpha}$
3. À la fin de consolidation primaire, l'augmentation de la contrainte totale appliquée sur une couche de sol argileux est entièrement transférée au squelette solide de sol, ce qui signifie que l'augmentation de la contrainte totale est égale à l'augmentation de la contrainte effective.

$$\text{Donc } \Delta \sigma_v' = \Delta \sigma_v$$

4. Calculer $\Delta \sigma_v$ au milieu de la tranche i à l'aide des méthodes de distribution des contraintes.[4]

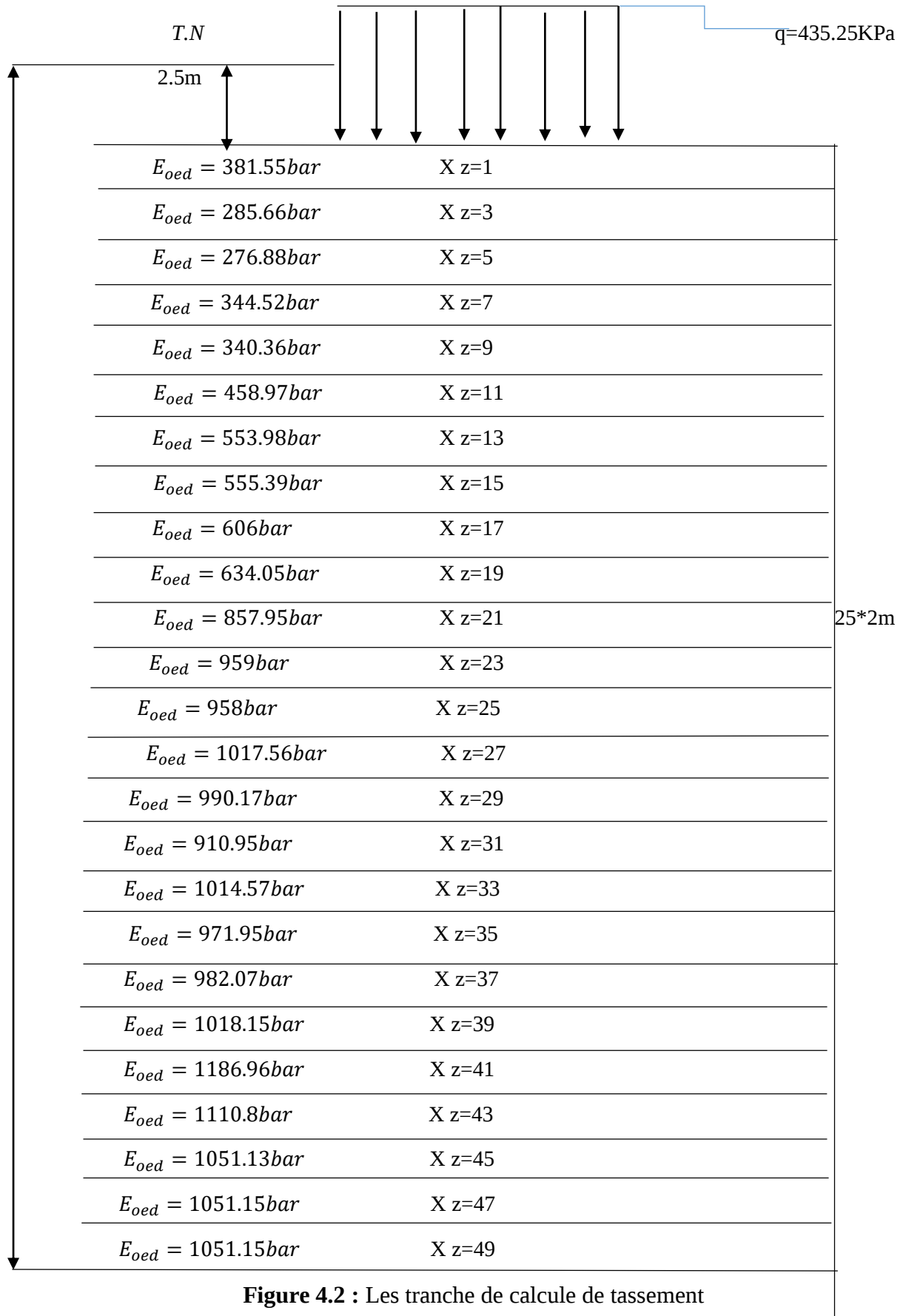
❖ Tassement de radier :

Figure 4.2 : Les tranche de calcule de tassement

4.1.5.2 Cas d'étude

Calcule $\Delta\sigma_v$ au milieu de la tranche i à l'aide de méthode d distribution des contraintes

Choix méthode de calcul :

$$\left[\begin{array}{l} \text{sol infini } H > 2B + L \\ \text{fondation carree } L = 40m, B = 40m \end{array} \right] \rightarrow \text{La méthode de Newmark}$$

$$q = q - (\gamma_h * d)$$

$$q = 489 - (21.5 * 2.5) = 435.25 KPa$$

→ Cas ou le point Z se trouve sur l'axe passant par le milieu de batterie (plaxe médian)

$$\Delta\sigma = 4q(I\sigma)$$

q : surcharge déposée en surface de sol

$I\sigma$: Facteur d'influence

$$I\sigma = f(n, m)$$

- **Tranche 1** : $Z=1m$

$$I\sigma_1 = \begin{cases} m1 = \frac{L/2}{B/2} = 1 \\ n1 = \frac{Z}{B/2} = 0.05 \cong 0.1 \end{cases} \leftrightarrow I\sigma_1 = 0.2498$$

$$\Delta\sigma_v = 4 * I\sigma * q$$

$$\Delta\sigma_v = 4 * 0.2498 * 435.25 = 434.9 KPa$$

$(\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v')$ → à la fin de consolidation primaire donc $\Delta\sigma_v' = 434.9 KPa$

$$\Delta H_1 = \frac{\Delta\sigma_{v1}'}{E_{oed1}} * h_1$$

$$\Delta H_1 = 2.28 cm$$

Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif du calcul des tassements des tranches i

Tranche(m)	Z(m)	E_m	α	E_{oed}	$I\sigma_i$	$\Delta\sigma_i$	ΔH_i
1	1	254.37	2/3	381.55	0.2498	434.9	2.28
2	3	190.446	2/3	285.66	0.2486	432.812	3.03
3	5	184.59	2/3	276.88	0.2455	427.415	3.08
4	7	238.4	2/3	357.6	0.2401	418	2.33
5	9	229.68	2/3	344.52	0.2325	404.78	2.35
6	11	226.91	2/3	340.36	0.2229	388.06	2.28
7	13	305.98	2/3	458.97	0.2118	368.74	1.6
8	15	369.32	2/3	553.98	0.1999	348.025	1.256
9	17	370.26	2/3	555.39	0.1876	326.61	1.17
10	19	404	2/3	606	0.1752	305.023	1
11	21	422.7	2/3	634.05	0.121	210.66	0.66
12	23	567.97	2/3	851.95	0.121	210.66	0.49
13	25	959	1	959	0.121	210.66	0.44
14	27	958	1	958	0.121	210.66	0.44
15	29	1017.56	1	1017.56	0.121	210.66	0.41
16	31	990.17	1	990.17	0.084	146.244	0.3
17	33	910.95	1	910.95	0.084	146.244	0.32
18	35	1014.57	1	1014.57	0.084	146.244	0.29
19	37	971.95	1	971.95	0.084	146.244	0.3
20	39	982.07	1	982.07	0.084	146.244	0.3
21	41	1018.15	1	1018.15	0.0447	77.822	0.152
22	43	1186.96	1	1186.96	0.0447	77.822	0.13
23	45	1110.8	1	1110.8	0.0447	77.822	0.14
24	47	1051.15	1	1051.15	0.0447	77.822	0.15
25	49	1051.15	1	1051.15	0.0447	77.822	0.15
26	51	1051.15	1	1051.15	0.0447	77.822	0.15
							$\Delta H_T = 25.2cm$

4.1.6 Conclusion :

Nos calculs ont clairement montré que les fondations superficielles, notamment le radier général, ne sont pas adaptées pour notre projet. La capacité portante du sol n'est pas suffisante et le tassement estimé est excessif.

Face à cette situation, il est nécessaire d'opter pour des fondations profondes, spécifiquement des pieux, afin de garantir la stabilité et la sécurité de notre ouvrage.

4.2 Calcul des fondations sur pieux

4.2.1 Introduction

Dans la plupart des cas, le sol de surface n'a pas assez de résistance pour résister à la charge transmise à travers la superstructure. Dans ce cas, il est nécessaire de construire la structure sur des pieux qui transfèrent la charge à la couche la plus résistante.

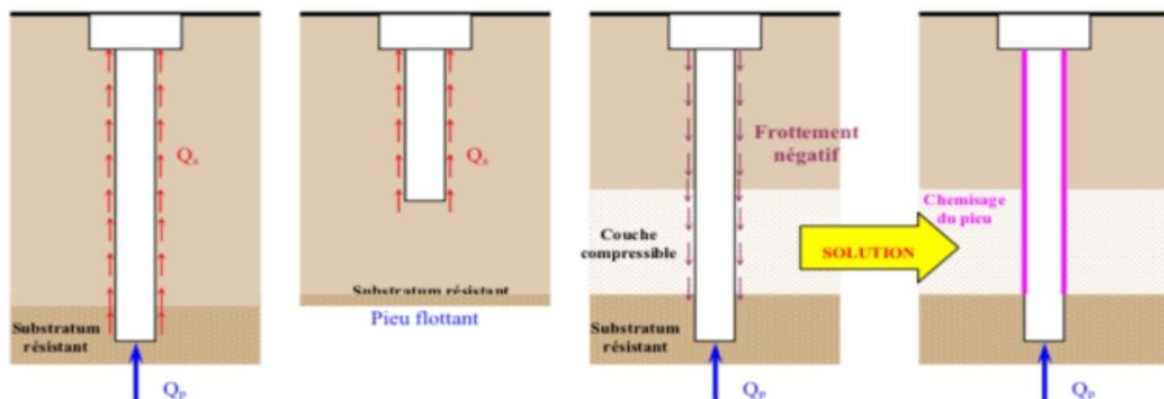


Figure 4.3 : Réaction de sol sous un pieu isolé

4.2.2. Dimensionnement des fondations profondes

4.2.2.1. Calcul de la capacité portante

Il existe de différents essais pour calculer la capacité portante d'un pieu, dans notre projet, ils ont mis en pratique deux essais in situ dont l'essai pressiométrique PMT et l'essai de pénétromètre au carottier SPT, ce dernier est déconseillé pour le calcul dans les conditions présente sur site « présence de sol argileux très plastique », donc ont procédé nos calculs à l'aide des résultats de l'essai pressiométrique.

4.2.2.2. Méthode pressiométriques [4]

La méthodologie de calcul de la capacité portante de l'essai pressiométrique est comme suit:

- Calcule de la zone utile

$$Z_u = [D - b ; D + 3a]$$

Les valeurs de a et b sont définies comme suit :

$$a = \max \left\{ \frac{B}{2} ; \frac{1}{2}m \right\} \rightarrow B \text{ étant en mètres}$$

$$b = \min (a, h)$$

h : est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée. En absence d'une couche résistante est prise égale à 0.

- Calcule de pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* , qui est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ en dessous de la pointe et de b au- dessus :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

On peut calculer p_{le}^* en utilisant la sommation des trapèzes, obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette $p_l^*(z)$, soit :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \Delta z$$

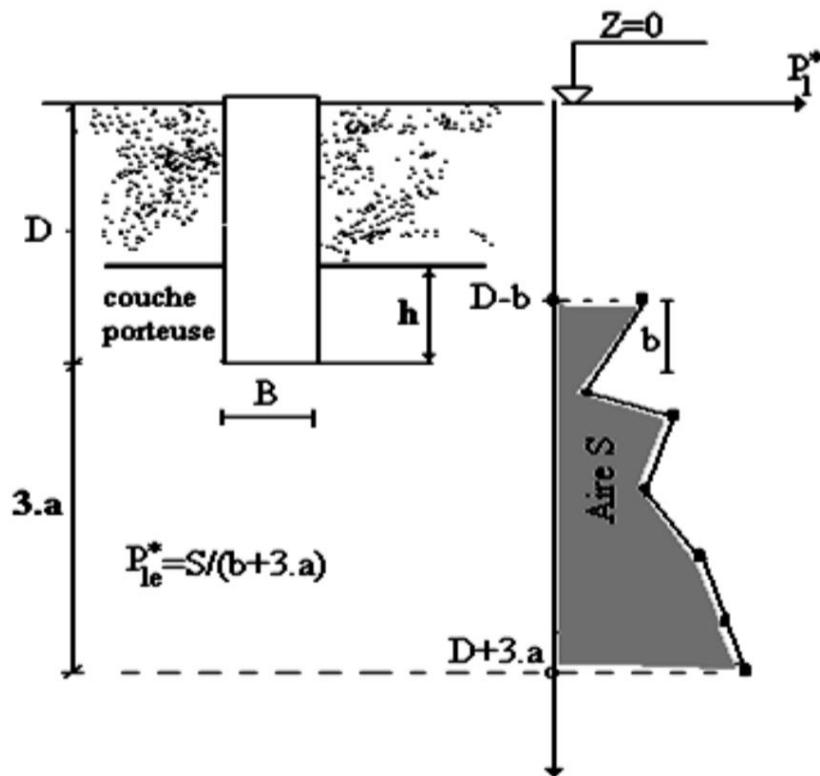


Figure 4.4 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.

- Calcule de résistance en pointe :

$$q_l = k_p P_{le}^*$$

K_p : est le facteur de portance pressiométrique donné au tableau 4.3, en fonction de la catégorie du sol obtenue du tableau, et du mode d'installation du pieu dans le sol.

Tableau 4.3 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique.

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage...)
argile /limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sables/graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Graies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-Calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

Tableau 4.4 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques

Classe de sol		Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles	A- Argiles et limons mous	< 0.7	< 3.0
	B- Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C- Argiles très fermes à dures	>2.5	>6.0
Sable, graves	A-Lâches	< 0.5	< 5
	B- Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C- Compacts	>2.5	>20.0
Craies	A- Molles	< 0.7	< 5
	B- Altérées	1.0 à 2.5	>5.0
	C- Compacts	>3.0	
Marnes Marno-calcaires	A- Tendres	1.5 à 4.0	
	B- Compacts	> 4.5	
Roches(1)	A- Altérées	2.5 à 4.0	
	B- Fragmentées	> 4.5	

L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires schisteux ou d'origine granitique s'il est parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométrique supérieurs à 50-80 MPa.

- Déterminer l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est S , tel que :

$$Q_p = S q_l$$

A une profondeur donnée, déterminer la contrainte de frottement latéral q_s en fonction de la pression limite nette P_l^* , en choisissant la courbe Q décrivant cette fonction, e mode d'installation du pieu .La détermination de q_s se fait à partir de la figure 3.3 ou calculée par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe Q, et en exprimant P_l^* en MPa :

- Courbes Q1 a Q4 :

$$q_s(z) = \begin{cases} 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{p_l(z)}{(1+0.5n)} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04n & \text{si } P_l \geq 1 + 0.5n \end{cases}$$

- Courbes Q5 a Q7 :

$$Q5 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.2}{9}, \frac{P_l(z) - 3.3}{32} \right\}$$

$$Q6 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.4}{10}, \frac{P_l(z) - 4.0}{30} \right\}$$

$$Q7 : q_s(z) = \frac{P_l(z) - 0.4}{10}$$

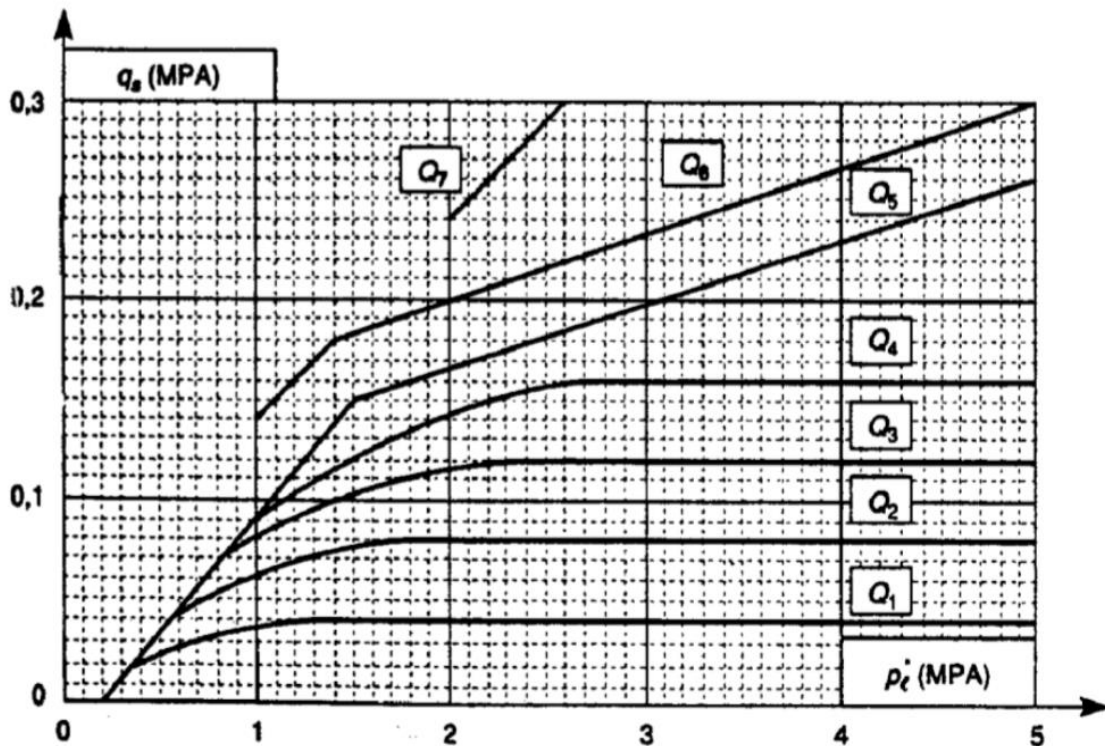


Figure 4.5 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de p_l^*

Tableau 4.5 : courbe de frottement latérale limite

	Argile, limons			Sables, graves			craies			marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	Q_1 $Q_2^{(1)}$	Q_2 $Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré à la boue	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2,$ $Q_1^{(2)}$	Q_3 $Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1 $Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2,$ $Q_1^{(2)}$	Q_3 $Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4
Battus préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	
Injecté haut pression		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,

(2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),

(3) Forage à sec, tube non louvoyé,

(4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux, Il convient d’effectuer une étude spécifique dans chaque cas,

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit

- En notant par P le périmètre du pieu, calculer l'effort Q_s de frottement latéral limite par :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) dZ \quad (3.5)$$

- Calcule de la fiche équivalente du pieu, soit D_e , telle que :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$$

- Calculer D_e/B et vérifier que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant :
- Fondation profonde pour $D_e/B > 5$,
 - Fondation semi-profonde pour $1.5 < D_e/B < 5$,
 - Fondation superficielle pour $D_e/B < 1.5$.

4.2.3 Cas d'étude

L'ouvrage est composé de trois batterie (40*40) chaque radier port 9 cellules de stockage, le laboratoire national (LNHC) a réalisé trois sondages carottes et trois essai pressiometrique

- ✓ Sous la radier 1 on trouve l'essai pressiometrique (1)
- ✓ Sous la radier 2 on trouve l'essai pressiometrique (2)
- ✓ Sous la radier 3 on trouve l'essai pressiometrique (3)
- ❖ A partir des résultats des essai PMT (1,2 et 3) on a calculé la capacité portant des pieux pour les trois radier, pour les pieux fores simple. On suppose un pieux de diamètre B 1.2m est une fiche de 30m à partir de la basse de le radier (après de décapage de remblais de 2.5m)

- **Calcule de la zone utile :**

Pour un pieu avec des dimensions suivant $B=1.2$ et $D=30$ m

$$Z_u = [D-b, D+3a]$$

Les valeurs de a et b sont définie comme suit :

$$A = \max [B/2, 1/2] \rightarrow \max [1.2/2, 1/2]$$

$$A = 0.6 \text{ m}$$

On a $h=0 \rightarrow$ (il n'ya pas de couche résistante)

$$B = \min (a, h) = \min (0, 6, 0)$$

$$B = 0 \text{ m}$$

$$Z_u = [32.5, 34.3] \text{ m} \rightarrow \text{par rapport terrain Natural } z=0.0\text{m}$$

○ Essai pressiometrique PMT 01

➤ Calcule l'effort limite en point Q_p

Tableaux 4.6 : Récapitulation des résultats pressiometrique

Z(m)	32.5	33	34.3
$P_l^*(kPa)$	45.448	44.195	45.195

$$P_0(Z) = U(Z) + K_0 \sigma v'(Z)$$

($K_0=1$ pour les argiles)

- La pression pressiometrique limite équivalent pl_e^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1.8} \left[\frac{4544.8 + 4519.5}{2} * 0.5 + \frac{4519.5 + 4519.5}{2} * 1.3 \right]$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.8} [81.41]$$

$$P_{le}^* = 4523 \text{ kPa}$$

- La résistance en point

$$q_l = K_p * P_{le}^*$$

La valeur de la pression limite dans la zone utile sont supérieur a 2500 kPa donc le sol est classe dans la catégorie C : c'est une argile.

Tableau 4.4 (argile catégorie c « ne refoulent pas le sol »)

Donc $K_p=1.3$

$$q_l = 1.3 * 4523 = 5879.9 \text{ kPa}$$

➤ L'effort limit Q_p on point

$$Q_p = S * q_l = \frac{\pi B^2}{4} * q_l$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} * 5879.9 = 6646.63 \text{ kN}$$

➤ Calcule de l'effort limit de Frottement latérale Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

D'après les résultats de l'essai pressiometrique (les valeurs de P_l) montre que notre sol et composer de deux catégories du sol.

La première catégorie s'étale sur 16 m de profondeur, d'où les valeurs de la pression limite (P_l) sont compris entre 1200kPa et 2000 kPa, le sol argileux appartenant à la catégorie B (Tableau 4.4). Donc, il y a deux courbes possibles : Q_1 et Q_2 . Nous choisissons les valeurs minimales de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

Pour une profondeur supérieure à 16 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500 kPa (Tableau 4.4), le sol argileux appartenant à la catégorie C. Donc, il y a deux courbes possibles : Q_2 et Q_3 . Nous choisissons les valeurs minimales de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_2

- courbe q_s de Q_1 à Q_4

$$q_s = \begin{cases} 0.04 \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \left(2 - \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04 & \text{si } P_l > 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau 4.7: Calcul de la résistance du frottement latérale

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15
P_l (kPa)	1379	1642.3	1314.6	1202	1355.3	1564.3	1633	1876.3	1874.5	2307.3	2820
q_s (kPa)	39.37	40	39.38	38.42	39.62	40	40	40	40	40	80
Z(m)	16.5	18	19.5	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30	
P_l (kPa)	2967	3245.3	3413	3690	3850	5664	7100	7170.6	5827	5227	
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	

✓ L'effort Q_s se frottement lateral limite

$$Q_s = \pi * 1.2 \int_0^{45} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 6880 \text{ kN}$$

➤ Calcule de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 6646.63 + 6880$$

$$Q_l = 13526.63 \text{ kN}$$

➤ Calcule de la charge de Fluage Q_c

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 0.5(6646.63) + 0.7(6880)$$

$$Q_c = 8139.3 \text{ kN}$$

➤ Calcul de la hauteur d'encastrement équivalent

A la fin de calcul, il faut vérifier le comportement de pieux , on calcul D_e

Tableau 4.8: Récapitule des pressions limites nettes

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30
$P_i^*(kPa)$	1323	1556	1196	1054	1173	1349	1535	3185	331	5095	6544	6537	5160	4532

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l * (z) dz$$

$$D_e = \frac{84756.75}{4523}$$

$$D_e = 18.73m$$

$$D_e/B = 15.61 > (5)1.2 \rightarrow 6m$$

✓ Le comportement de la fondation est bien celui d'une fondation profonde

Tableau 4.9: Récapitule des résultats de l'essai pressiométrique

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT 01	6646.63	6880	13526.63	8139.3

4.2.3.1 Calcul du nombre de pieux (D= 30m)

Tableau 4.10: Combinaison de charge

		Les charge applique par un radier (40m*40m)(KN)
ELU	$1.35g+1.3d+0.9w+1.05Q$ <i>fundamental</i>	1114177
ELS	$G+0.8D+0.3Q$ <i>Quasi-permanents</i>	782500

Radier 01

○ Essai pressiométrique 01

$$\text{ELU: } \text{fundamental} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_L}{1.4}} = \frac{1114177}{\frac{13526.63}{1.4}} = 115.3 \approx \mathbf{116 \text{ pieux}}$$

$$\text{ELS: } \text{Quasi-permanents} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{782500}{\frac{8139.3}{1.1}} = 105.75 \approx \mathbf{106 \text{ pieux}}$$

✓ Pour le nombre de pieux, on prend le nombre maximal où le nombre de pieux est de L'ordre **116 pieux** pour chaque radier

Tableau 4.11: Influence du choix de la largeur B sur le nombre du pieux (D=30 m)

Largeur de pieux (B)	Nombre des pieux
1.2	116
1	151
0.8	207

Remarque :

Après avoir fait plusieurs tâtonnements avec le changement de la valeur de diamètre B et la fiche D. À la fin, on a pris un pieu de diamètre B 1.2m et une fiche de 45m à partir de la basse de radier (après de décapage de remblais de 2.5m)

- **Calcule de la zone utile :**

Pour un pieu avec des dimensions suivant B=1.2 m et D=45m

$$Z_u = [D-b, D+3a]$$

Les valeurs de a et b sont définie comme suit :

$$A = \max [B/2, 1/2] \rightarrow \max [1.2/2, 1/2]$$

$$A = 0.6 \text{ m}$$

On a $h=0 \rightarrow$ (il n'y a pas de couche résistante)

$$B = \min (a, h) = \min (0, 6, 0)$$

$$B = 0 \text{ m}$$

$$Z_u = [45.5, 49.3] \text{ m} \rightarrow \text{par rapport terrain Natural } z=0.0\text{m}$$

- **Essai pressiometrique PMT 1**

- **Calcule l'effort limite en point Q_p :**

Tableaux 4.12 : Récapitulation des résultats pressiometrique

Z(m)	46.5	47.5	48	49.3
P_l (kPa)	5376	5386	5391	5391
P_0 (kPa)	999.7	1021	1032	1032
P_l^* (kPa)	4376.3	4365	4360	4360

$$P_0(Z) = U(Z) + K_0 \sigma v'(Z)$$

($K_0=1$ pour les argiles)

- La pression pressiometrique limite équivalent pl_e^* :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0+1.8} \left[\frac{4365+4360}{2} * 0.5 + \frac{4360+4360}{2} * 1.3 \right]$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.8} [78.492]$$

$$P_{le}^* 4360.66 \text{ kPa}$$

- La résistance en pointe

$$q_l = K_p P_{le}^*$$

- ❖ La valeur de la pression limite dans la zone utile sont supérieur a $>2500 \text{ kPa}$ dans le sol est classe dans la catégorie **C** : c'est une argile.

→ Tableau 4.4 (argile catégorie c « ne refoulent pas le sol »)

- Donc $K_p = 1.3$

$$q_l = 1.3 * 4360.66 = 56668.85 \text{ kPa}$$

➤ L'effort limit Q_p on point :

$$Q_p = S^* q_l = \frac{\pi B^2}{4} * q_l$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} * 5668.85 = 6411.32 \text{ KN}$$

➤ Calcule de L'effort limit de Frottement latérale Q_s :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

D'après les résultat de l'essai pressiometrique les valeur de (P_l) montre que notre sol et composer de deux catégorie.

La première catégorie de 16 m d'épaisseur et (P_l) comprise entre 1200kPa et 2000 kPa, le sol appartenant à la catégorie B (Tableau 4.4). Donc, il y a deux courbes possibles : Q_1 et Q_2 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

Pour une profondeur supérieure à 16 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500 kPa (Tableau 4.4), appartenant à la catégorie C. Donc, il y a deux courbes possibles : Q_2 et Q_3 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_2

courbe q_s de Q_1 a Q_4 :

$$q_s = \begin{cases} 0.04 \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \left(2 - \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04 & \text{si } P_l > 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau 4.13: Calcul de la résistance du frottement latérale

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
P_l (kPa)	1379	1642.3	1314.6	1202	1355.3	1564.3	1633	1876.3	1874.5	2307.3	2820	2967
q_s (kPa)	39.37	40	39.38	38.42	39.62	40	40	40	40	40	80	80
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30	31.5	33	34.5
P_l (kPa)	3245.3	3413	3690	3850	5664	7100	7170.6	5827	5227	6193	5731	5676
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
Z(m)	36	73.5	39	40.5	42	43.5	45					
P_l (kPa)	5487	5290	5312	5327	5350	5369	5383					
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80					

✓ L'effort Q_s se frottement lateral limite :

$$Q_s = \pi * 1.2 \int_0^{45} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 11401.7 \text{ kN}$$

➤ Calcule de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 6411.32 + 11401.7$$

$$Q_l = 17813 \text{ kN}$$

➤ Calcule de la charge de Fluage Q_c :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 0.5(6411.32) + 0.7(11401.7)$$

$$Q_c = 11186.85 \text{ kN}$$

➤ Calcul de la hauteur d'encastrement équivalent

A la fin de calcul, il faut vérifier le comportement de pieux , on calcul D_e

Tableau 4.14: Récapitule des pressions limites nettes

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5	18	19.5
P_l^* (kPa)	1323	1556	1196	1054	1173	1349	1535	1597	1568	1963	2443	2563	2804	2945
Z(m)	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30	31.5	33	34.5	36	37.5	39	40.5
P_l^* (kPa)	3185	3310	5095	6544	6537	5160	4532	5462	4968	4480	4463	4445	4420	4400
Z(m)	42	43.5	45											
P_l^* (kPa)	4389	4360	4350											

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$$

$$D_e = \frac{157771.5}{4360}$$

$$D_e = 35.2\text{m}$$

$$D_e/B = 29.33 > (5)1.2 \rightarrow 6\text{m}$$

❖ Le comportement de la fondation est bien celui d'une fondation profonde

Tableau 4.15: Récapitule des résultats des essais pressiomètres

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT 01	6411.32	11401.7	17813	11186.85
PMT 02	6536.8	11185.308	17722.108	1098.11
PMT 03	6798	11053.61	17851.61	11136.52

4.2.3.2 Calcule nombre de pieux(D=45m)

Tableau 4.16: Combinaison de charge

		Les charge applique par un radier (40m*40m)(KN)
ELU	$1.35g+1.3d+0.9w+1.05Q$ fundamental	1114177
ELS	$G+0.8D+0.3Q$ Quasi-permanents	782500

Radier01:

- Essai pressiometrique 01:

$$\text{ELU: } \textit{fundamental} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_L}{1.4}} = \frac{\frac{1114177}{1.4}}{\frac{17813}{1.4}} = 87.56 \approx \mathbf{88\textit{pieux}}$$

$$\text{ELS: } \textit{Quasi-permanents} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{\frac{782500}{1.1}}{\frac{11186.85}{1.1}} = 76.94 \approx \mathbf{77\textit{pieux}}$$

- ❖ Pour le nombre de pieux, on prend le cas maximal où le nombre de pieux est de l'ordre **88pieux** pour chaque radier

Tableau 4.17: Récapitulation des nombres de pieux

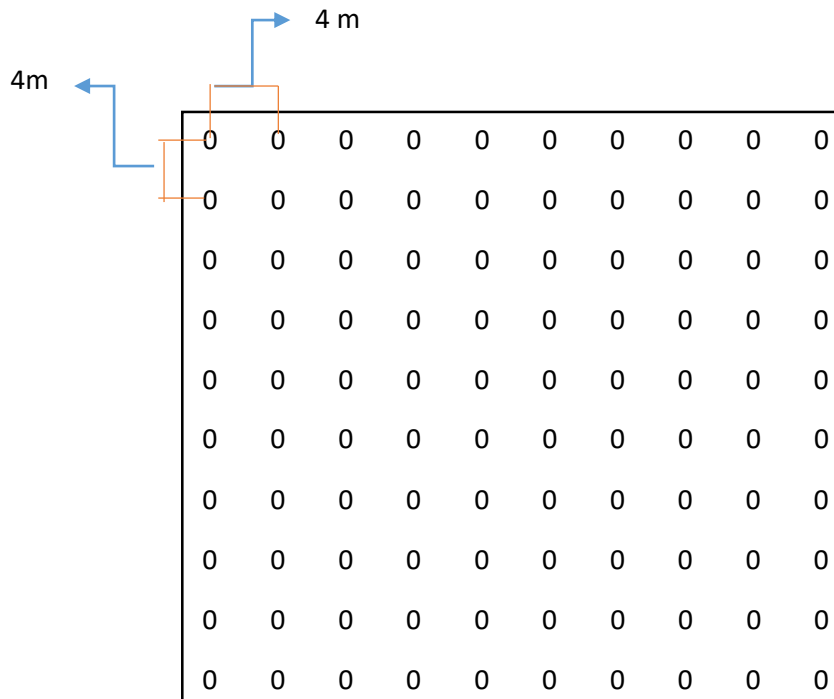
	ELU	ELS
N° d'essais	<i>Fundamental</i>	Quasi-permanent
PMT 01	88	77
PMT 02	88	78
PMT 03	88	78

- ❖ On refait le calcul avec changement de diamètre du pieu B et on vérifie dans le cas fondamental ELU, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau 4.18: Influence du choix de la largeur B sur le nombre du pieu

Largeur de pieux (B)	Nombre des pieux
1.2	88
1	112
0.8	150

- ❖ Dans nos calculs de fondations profondes, nous avons déterminé un besoin de 88 pieux à l'état limite ultime. Pour une bonne répartition des charges sur un radier carré de 40 m par 40 m, et afin d'assurer une disposition symétrique du groupe de pieux et de faciliter le travail sur site, nous avons opté pour un groupe de 100 pieux.

**Figure 4.6:** Disposition des pieux dans un radier**Tableau 4.19: maillage étudié**

Diamètre du pieu (m)	Largeur du radier (m)	Longueur du radier (m)	Espacement longitudinale (m)	Espacement transversale (m)
1.2	40	40	4	4

4.2.4 Effet de groupe de pieux sur la capacité portante

La charge verticale limite à la capacité portant globale d'un groupe de N pieux peut être inférieure à N fois la charge limite Q_l^α d'un pieu isolé travaillant dans la même condition. Le coefficient d'efficacité C_g d'un pieu, en termes de capacité, est défini par :

$$C_g = \frac{Q_l^g}{N \cdot Q_l^\alpha}$$

Groupe des pieux dans un sol cohérent

Le coefficient d'efficacité est donné par la formule suivant :

$$C_g = 1 \text{ si } d/B > 3$$

$$C_g = (1 + \frac{d}{B})/4 \text{ si } 1 < d/B < 3$$

B : diamètre de pieux

d : l'espacement inter-pieux = 4m

L'effet de groupe sur la capacité portante devient effectivement négligeable, et la capacité du groupe peut être considérée comme la somme des capacités portantes des pieux isolés.

4.2.5 Conclusion

Le calcul de la capacité portante des fondations sur pieux par la méthode pressiométrique (PMT), la stabilité de la structure est assurée par 100 pieux de diamètre $B=1.2$ m et un ancrage $D = 45$ m après plusieurs variantes. Enfin, une présentation de la disposition des pieux pour un radier.



CHAPITRE 05

MODÉLISATION NUMÉRIQUE

5.1 Introduction

Ce chapitre se propose d'explorer numériquement le comportement d'un system de fondation combine radier-pieux soumis à une charge repartie, a laide au logiciel aux éléments finis plaxis 3D, cette étude vise à simuler l'interaction complexe entre le sol, le radier carrée de 40m par 40m et 1.5m d'épaisseur avec des pieux de 1.2m de diamètre et 45m de profondeur, l'objet est d'analyser les déplacements, les contraintes et la répartition des charges pour mieux comprendre performance de ce type de fondation.

5.2 Présentation de PLAXIS 3D FOUNDATION- Version 2024.2

Le logiciel Plaxis Version 2024.2 est un des logiciels utilisés classiquement dans la modélisation des problèmes en géotechnique. Le logiciel de géotechnique PLAXIS 3D FOUNDATION est un logiciel d'éléments finis destiné à l'analyse des déformations pour les différents types de fondations implantées dans différents types de sols et roches en 3 Dimensions. Il est utilisé pour la modélisation des :

- Fondations superficielles,
- Fondations sur pieux et Applications offshore (ancres à succion).
- Fondations mixtes,
- Colonnes de sol renforcé.

La modélisation 3D a donné une nouvelle manière de concevoir les différents types de problèmes de la géotechnique, cette approche à plusieurs avantages :

- Approche en vue de dessus,
- Définition des sols par l'intermédiaire de sondages,
- Définition de "plans de travail" pour activer par exemple des planchers (éléments de structure) ou des surcharges,
- Possibilité de définir des parois (walls), des poutres (beams) et des planchers (floors),
- Définir des pieux volumiques (de section circulaire ou carrée).

Lors de l'élaboration du modèle, différents types de comportement pour le sol ou la structure modélisés sont disponibles. Ces possibilités sont citées ci-après :

- Plusieurs lois de comportement disponibles pour les sols : Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil Creep, ces modèles sont les mêmes présentés dans PLAXIS 2D version 2024.2
- Comportement linéaire, non-linéaire et isotrope/anisotrope pour les éléments de structure,

- Possibilité de définir une expansion volumique ou latérale des pieux dans le phasage,
- Possibilité de modifier les pressions d'eau en cours de phasage (pour modéliser des pressions d'eau réalistes sur une paroi au fur et à mesure de l'excavation par exemple).

5.3 La démarche de modélisation avec PLAXIS

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS.

a. Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- ◆ Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- ◆ L'outil << plates >> permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. (Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z).
- ◆ << Anchor >> qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- ◆ L'outil << géogrid >> sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

b. Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions. Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

c. Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non- drainer ou non-poreux).

d. Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu. Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

e. Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un << Switch bouton >> permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- ◆ La première qui s'appelle "initial pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- ◆ La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

f. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de << Plaxis >> se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales.

On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peut être places. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur << calculate >> les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche <<output>>.

g. Visualisation des Résultats Le code PLAXIS

Contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

5.4 Quelques rappels des comportements

5.4.1 Comportement élastique

C'est celui d'un ressort lorsqu'on supprime la force Q la déformation revient en arrière, on dit qu'il y a élasticité. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge (figure III-3a) et ceci quelle que soit la vitesse de déformation, l'élasticité est dite parfaite. Cependant, rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais. La figure 5.1, montre un comportement réel : il y a élasticité mais imparfaite.

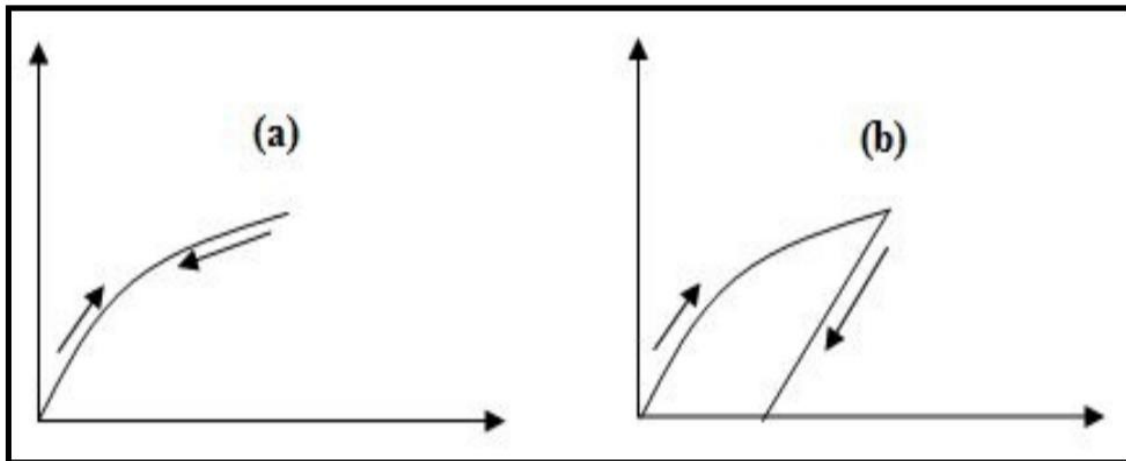


Figure 5.1: Comportement élastique a- idéal, b- réel.

5.4.2 Comportement plastique

Le comportement plastique est celui d'un corps solide qui prend des déformations permanentes sans se fissurer, c.à.d. sans disparition de la cohésion le long de certaines surfaces. On admet en général que ces déformations permanentes se produisent à partir d'un certain seuil de contrainte, dit seuil de plasticité ou limite d'élasticité. Il faut faire à ce sujet de remarques :

- On n'exige pas qu'au-dessus de seuil les déformations restent parfaitement élastiques mais seulement qu'après décharge le corps reprenne progressivement sa forme initiale.
- Dans la majorité des cas ce seuil doit être considéré comme une schématisation, commode parce qu'au-dessus du seuil les déformations permanentes deviennent plus importante que les déformations élastiques.

5.4.3 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut-être représenté par un modèle unidimensionnel associant en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 5.2).

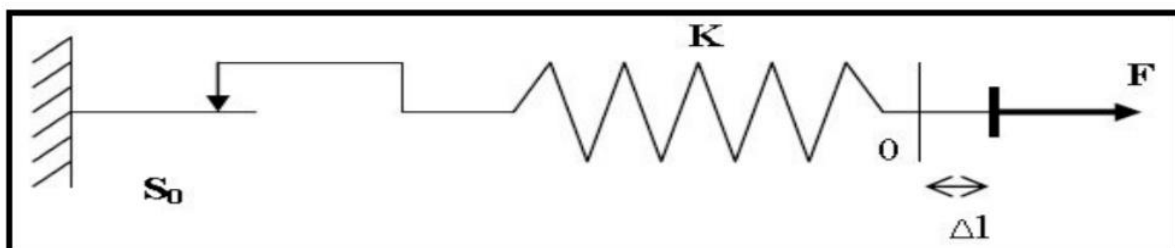


Figure 5.2: Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique.

Le courbe effort- déplacement où contrainte-déformation que l'on trouve présentée sur la figure 5.3.

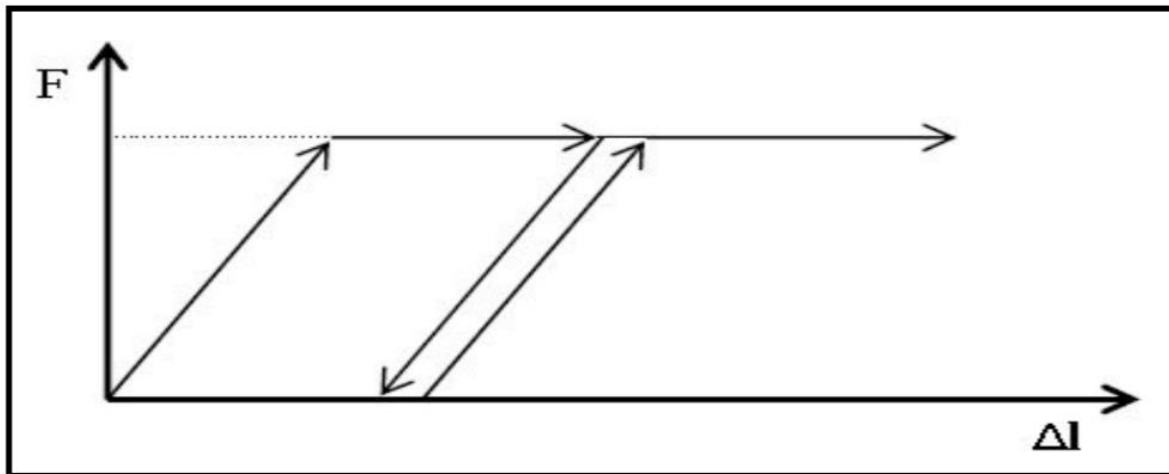


Figure 5.3: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

Lors d'une décharge élastique, le comportement est élastique et réversible, la longueur de la déformation plastique a priori indéterminée. Le comportement présenté par les figures III-4 et III-5 est un comportement élasto-plastique sans écrouissage.

La figure 5.4 représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage, qui définit comme un chargement d'un milieu jusqu'à sa limite de plasticité, puis décharger, après rechargement, il se produit une augmentation de sa limite d'élasticité.

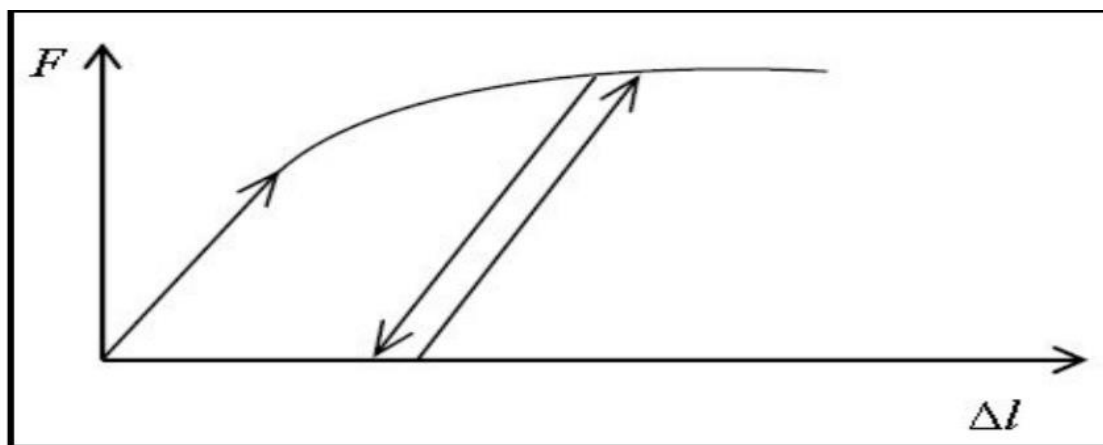


Figure 5.4: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

Les schémas présentés en figures III-4 et III-5 sont une analogie mécanique unidimensionnelle. La généralisation à trois dimensions se fait d'une part, en introduisant une élasticité linéaire isotrope caractérisée par le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν , pour la partie élastique, tandis que le seuil S_0 se généralise en un critère de plasticité (ou surface limite).

5.5 Lois de comportement dans le logiciel PLAXIS

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faudra que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol. La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie . Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles, on définit dans la suite deux modèles élastoplastiques.

5.5.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ;
- deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement φ ;
- un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ . Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais œdométriques ou triaxiaux, comme le montre la figure 5.5.

Plusieurs études ont été réalisées concernant l'influence de divers facteurs sur ces paramètres. La valeur de l'angle de frottement φ est couramment comprise entre 15° et 45° . Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures, entre 25° et 45° , caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains (figure 5.5). L'angle de frottement dépend également de la forme et de l'Etat de surface des grains.

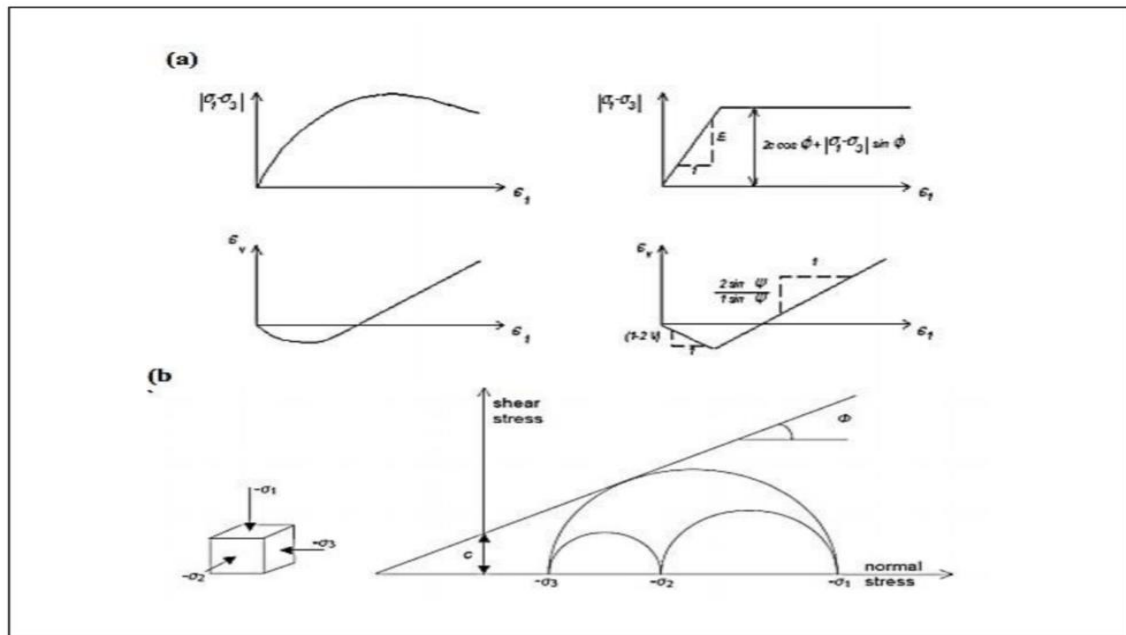


Figure 5.5 : Modélisation d'un essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-Coulomb (a) et représentation des contraintes dans le plan de Mohr (b).

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 5.6) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

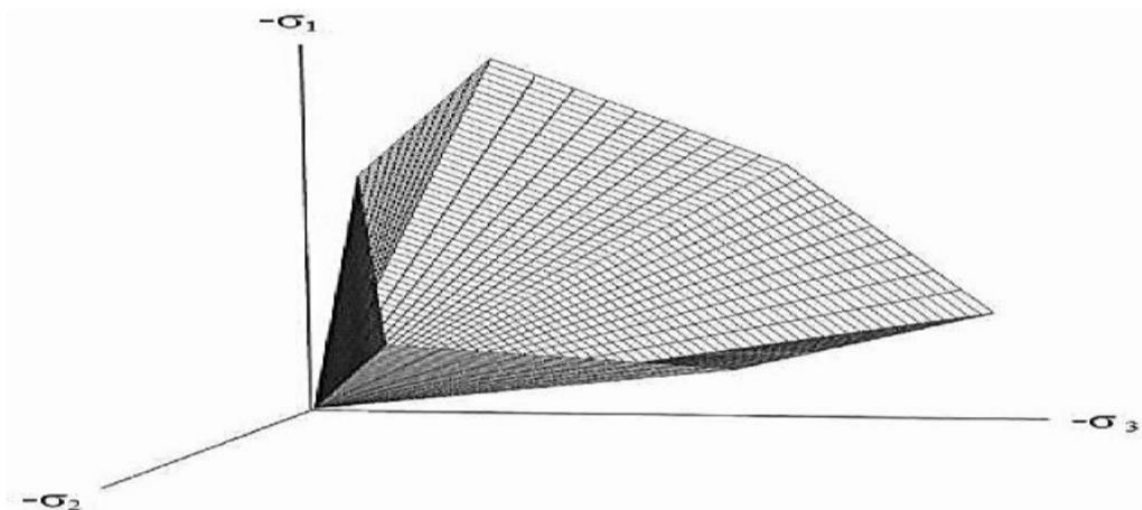


Figure 5.6 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 5.7). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement.

Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Figure 5.7 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

1. Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 5.8).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

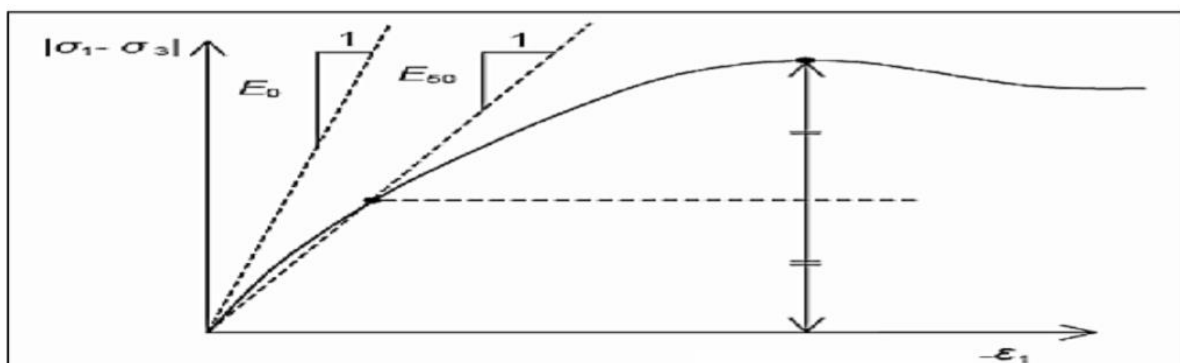


Figure 5.8 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

2. Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

3. Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 5.5).

4. Cohésion

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion, $0 < c < \text{quelques kilo Pascals}$. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kilo-Pascals et plusieurs centaines de kilo- Pascals.

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques.

5. L'angle de dilatance

L'angle de dilatance ψ est quant à lui généralement compris entre 0 et 15. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux (figure 5.9). Il existe également une relation empirique simple, généralement bien Vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$\Psi = \phi - 30$	Pour	$\phi > 30^\circ$
$\Psi = 0$	pour	$\phi < 30^\circ$

Le cas où $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

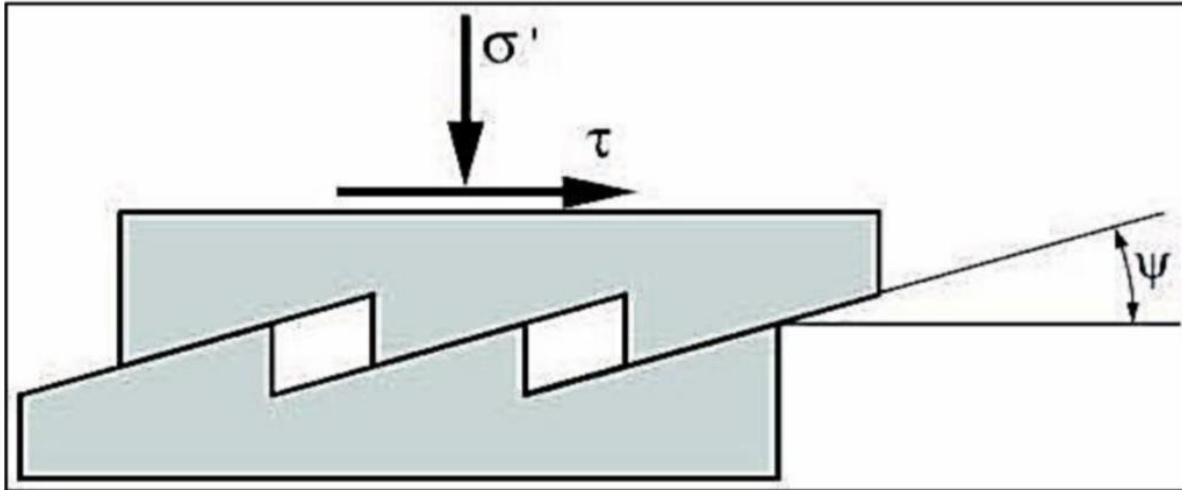


Figure 5.9 : Angle de dilatance.

5.6 Modèle élastoplastique avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)

Une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage telle que le modèle HSM permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies. L'implémentation de ce modèle dans le code de calcul Plaxis est présentée par Schanz et al. Précisons toutefois que le modèle Hardening Soil est un modèle constitutif de sol avancé basé sur le modèle de Duncan & Chang mais modifié pour tenir compte de la plasticité du sol. Les plastifications peuvent être de deux natures : liées au cisaillement ou à la compression.

La déformation axiale et le déviateur des contraintes sont reliés dans le modèle Hardening Soil par une fonction hyperbolique comme représenté (figure 5.10). La rigidité de cisaillement est utilisée pour modéliser des déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. La rigidité en compression est utilisée pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dues aux compressions primaires œdométriques et isotropes respectivement.

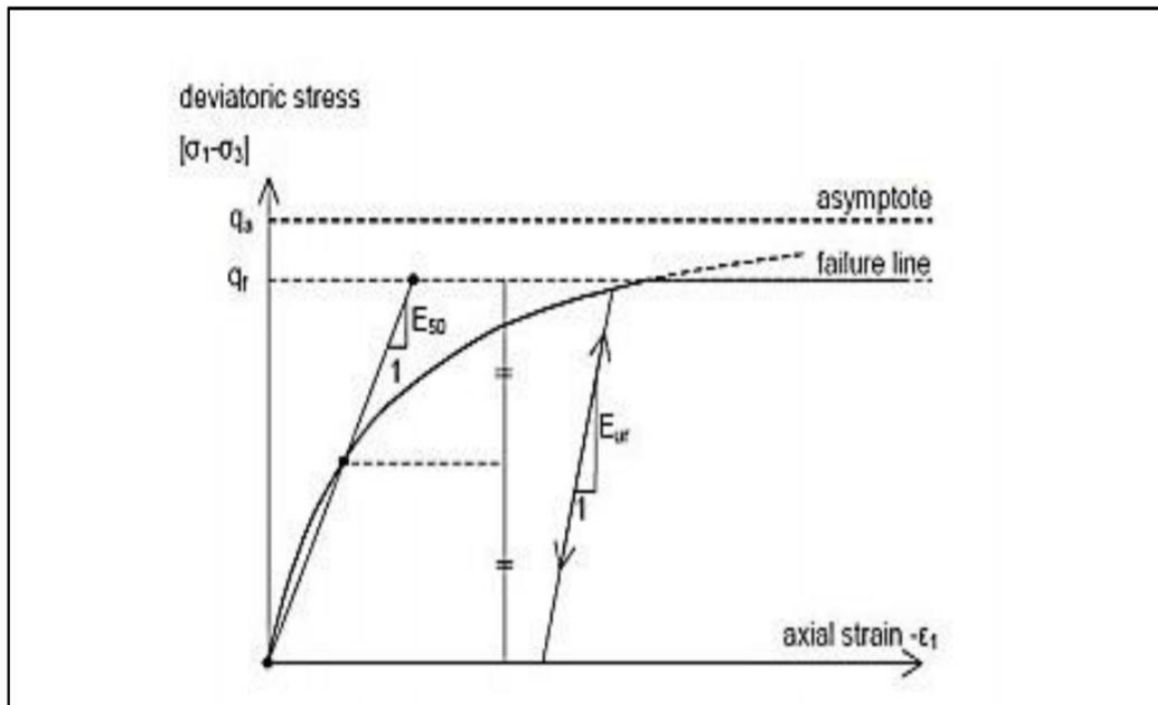


Figure 5.10 : Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écrouissage du modèle HSM.

5.7 Modélisation du projet sur PLAXIS 3D 2024.2

5.7.1. Modélisation du sol

On considère ici :

1) La première couche est une argile limoneuse, d'une épaisseur de 3.5m, ses propriétés mécaniques sont les suivant :

- Module de Young (E) : 19279.9kPa
- Cohésion draine (C'): 37kPa
- Angle de frottement interne drainé(φ') :19°
- Coefficient de poisson (ν): 0.33

2)La deuxième couche est une argile marneuse [3.5-16]m, ses propriétés mécaniques sont les suivant :

- Module de Young (E) : 27148.9kPa
- Cohésion draine (C'): 37kPa
- Angle de frottement interne drainé(φ') :17°
- Coefficient de poisson (ν): 0.33

3) La troisième couche est une marne [16-50]m, ses propriétés mécaniques sont les suivantes :

- Module de Young (E) : 6499.73kPa
- Cohésion drainée (C') : 37kPa
- Angle de frottement interne drainé (φ') : 17°
- Coefficient de poisson (ν) : 0.33

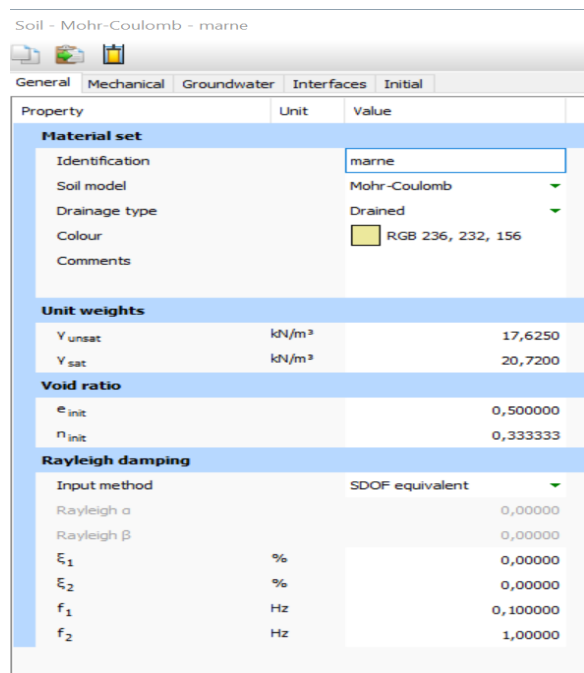
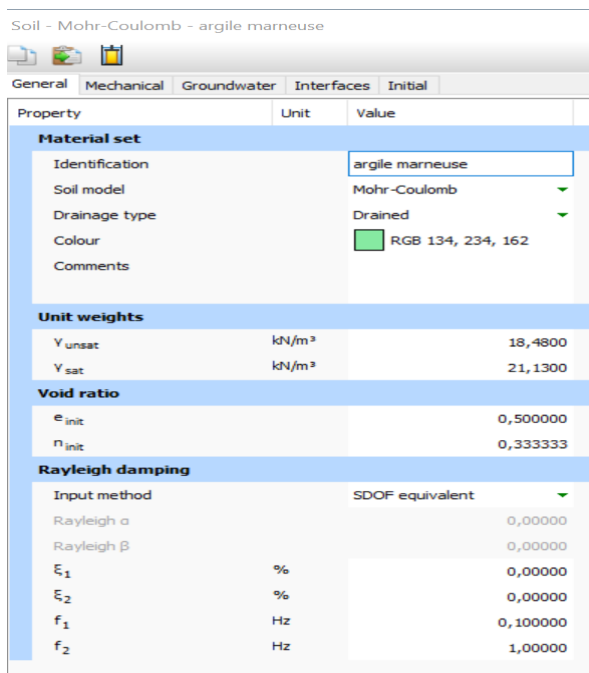
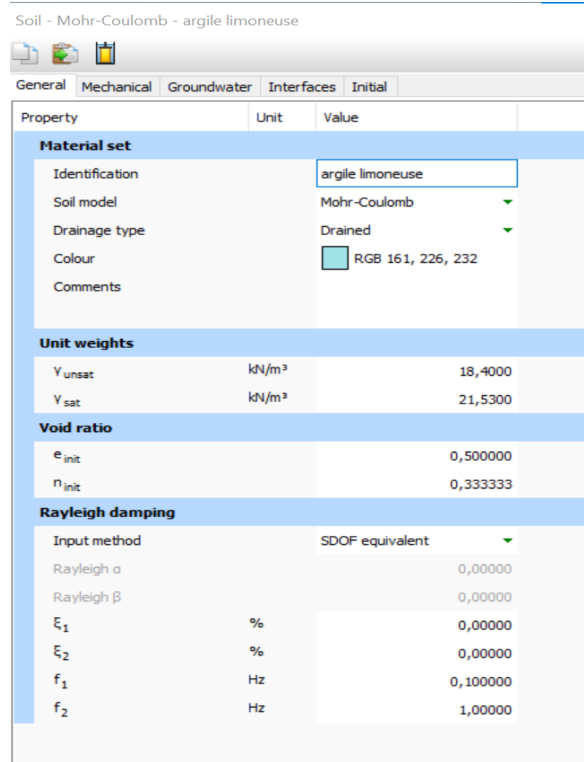
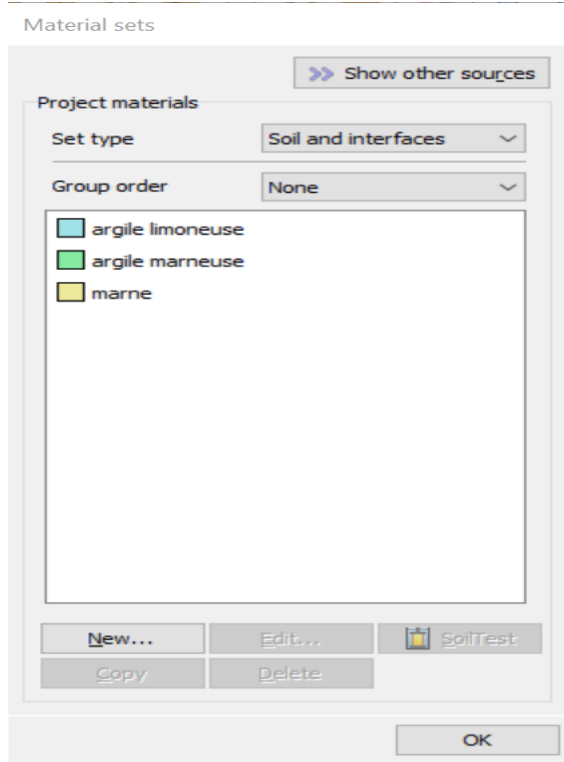


Figure 5.11 : Introduction des paramètres physiques

Soil - Mohr-Coulomb - argile limoneuse

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'_{ref}	kN/m ²	19279,9
ν (nu)		0,330000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	7248,09
E_{oed}	kN/m ²	28566,0
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Wave velocities		
V_s	m/s	62,1638
V_p	m/s	123,410
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	37,0000
ϕ' (phi)	°	19,0000
ψ (psi)	°	0,00000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Tension		
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kN/m ²	0,00000

Soil - Mohr-Coulomb - argile marneuse

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'_{ref}	kN/m ²	27148,9
ν (nu)		0,330000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	10206,3
E_{oed}	kN/m ²	40225,0
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Wave velocities		
V_s	m/s	73,6069
V_p	m/s	146,127
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	35,0000
ϕ' (phi)	°	18,0000
ψ (psi)	°	0,00000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Tension		
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kN/m ²	0,00000

Soil - Mohr-Coulomb - marne

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'_{ref}	kN/m ²	64997,3
ν (nu)		0,330000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	24435,1
E_{oed}	kN/m ²	96303,0
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Wave velocities		
V_s	m/s	116,621
V_p	m/s	231,521
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	64,0000
ϕ' (phi)	°	17,0000
ψ (psi)	°	0,00000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Tension		

Figure 5.12 : introduction des paramètres mécaniques

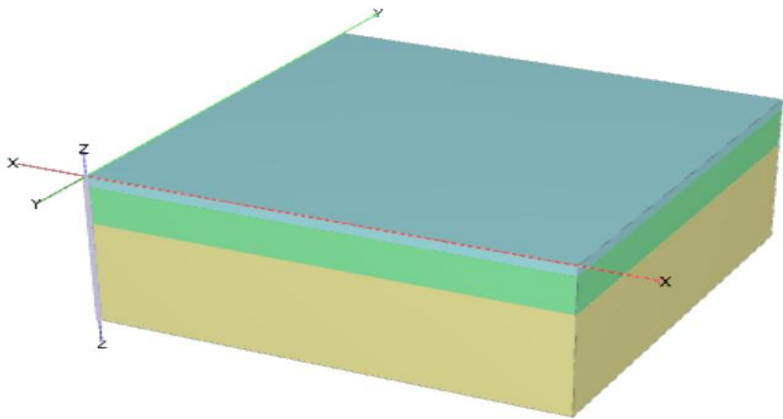


Figure 5.13 : Modélisation 3D du sol

Pour modéliser le comportement de notre sol, le modèle de Mohr-Coulomb est implémenté dans la modélisation.

5.7.2Géométrie de groupe de pieux et du radier

On a effectué un groupe de 10x10 pieux de 45m d’ancrage et d’un diamètre de B=1.2m dans notre sol dont les propriétés ont été données précédemment.

Les pieux et le radier sont supposés élastiques linéaires avec un module d’Young de $E=3.2 \times 10^6$ kPa et un coefficient de Poisson de 0,2.

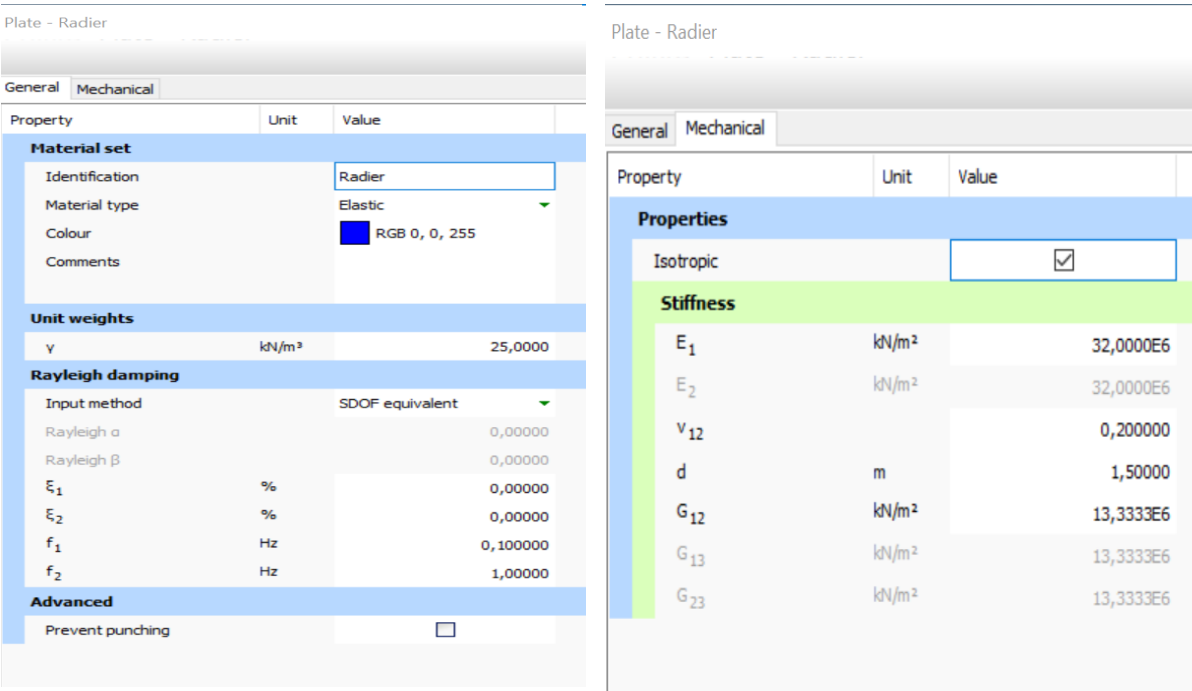


Figure 5.14 : Propriétés du radier

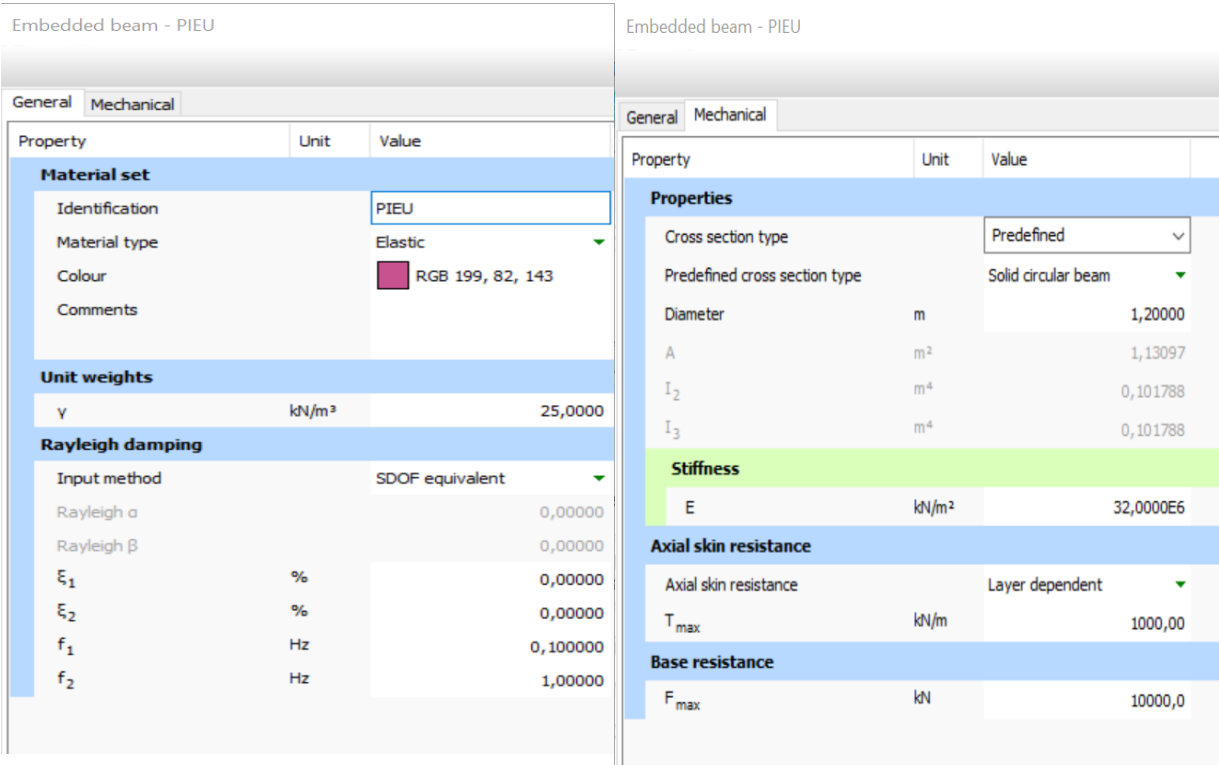


Figure 5.15 : propriétés des pieux

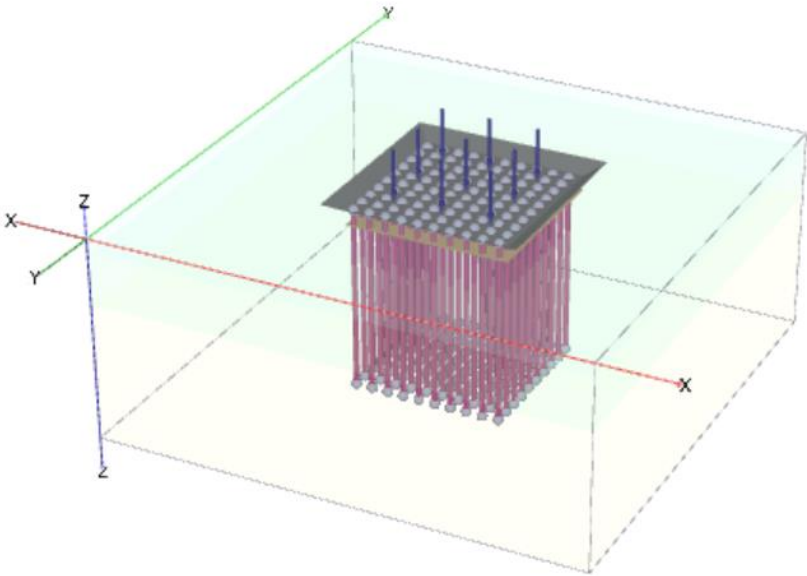


Figure 5.16 : Modélisation du système radier-pieux

5.7.3 Génération du maillage

Le modèle est complet, pour générer un maillage en click sur le bouton Mesh et ensuite sur refine mesh et le programme Plaxis commence à générer un maillage en divisant notre géométrie à des éléments de volume comme indique la figure au-dessous.

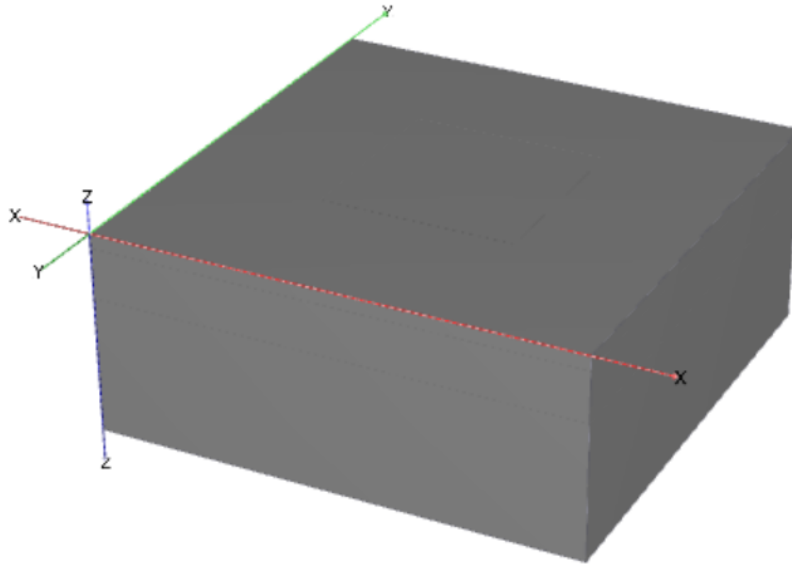


Figure 5.17 : Génération du maillage

5.7.4 Exécution des Calculs

Après la génération du maillage, on clique sur staged construction mode et on introduit les différentes phases de calcul :

a) Phase initiale :

- K0 est sélectionné en type de calcul pour la phase initiale.
- désélectionner tous les éléments structuraux en gardant le sol uniquement.

b) Phase mise en place :

- On active tous les éléments structuraux (pieux et la surface (radier)).
- cette phase commence de la phase initiale et les déplacements se mettent à zéro

c) phase de chargement :

- En phase de chargement on sélectionne loading phase et on vérifie si tous les éléments structuraux et les surcharges sont activés.
- on lance le calcul en cliquant sur calcul et on fait enregistrer.

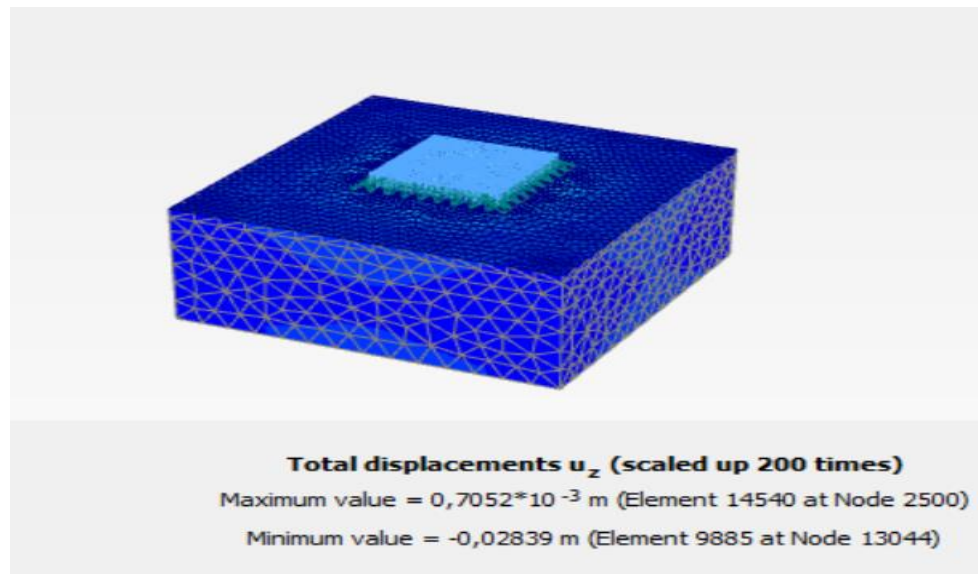


Figure 5.18 : calcul du projet

5.7.5 Interprétation des résultats

1. Déplacements du radier en présence des pieux

Le radier comporte la valeur maximale de déplacement vertical et elle est de 2.881mm au centre de radier.

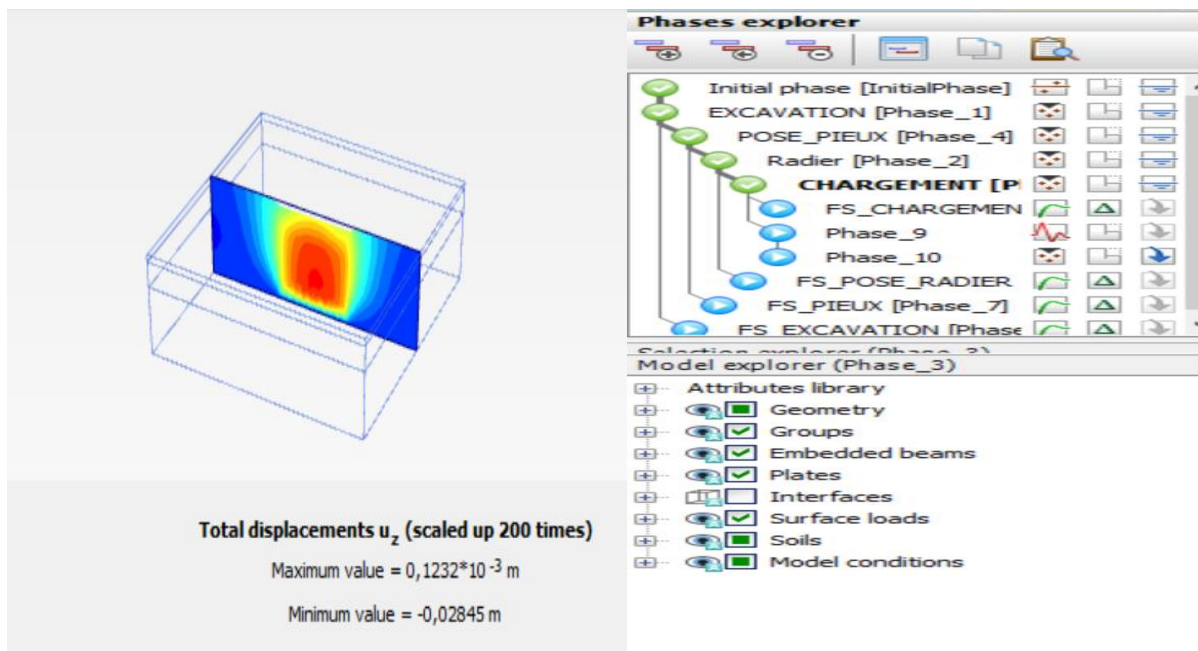


Figure 5.19 : Tassement du radier en présence des pieux

2. Déformation du radier en absence des pieux

En désactivant les pieux dans la phase 2 le radier reprend la charge répartie tout seul et atteint un déplacement vertical de $U_z = 27.57$ mm au centre de radier.

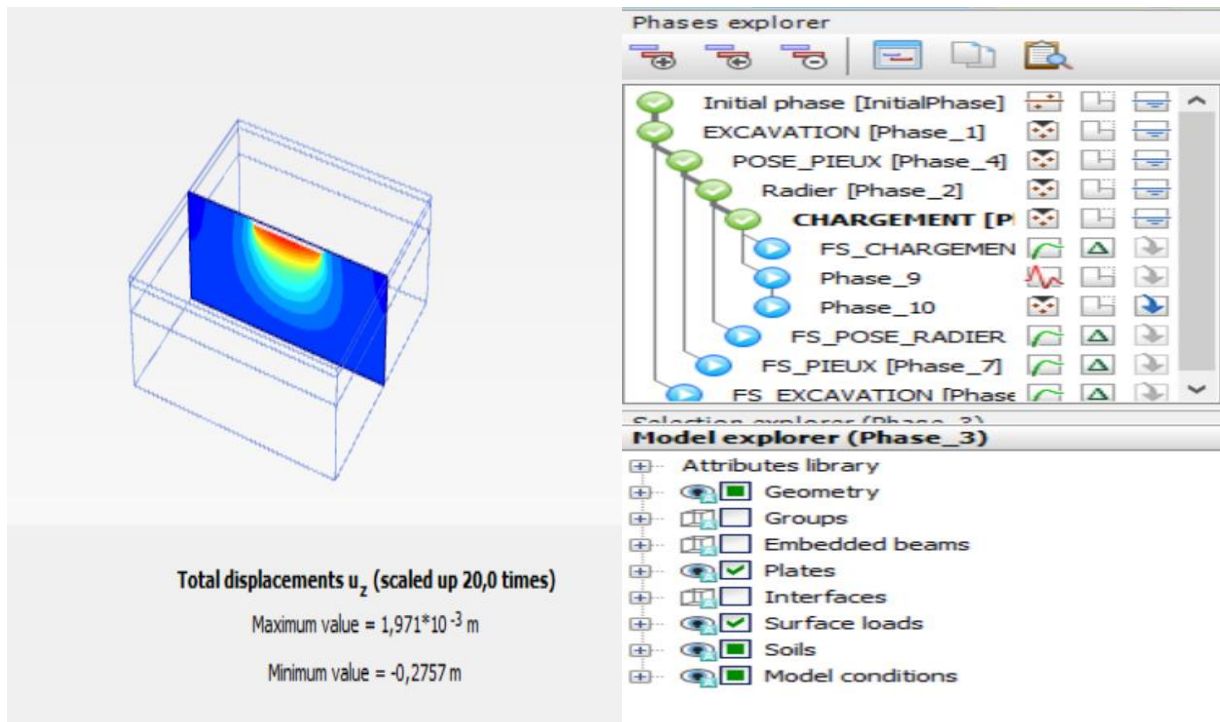


Figure 5.20 : Tassement du radier en absence des pieux

5.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats de modélisation obtenus avec PLAXIS 3D, afin de comparer le comportement d'un radier seul à celui d'un radier avec d'un groupe de pieux.

Nous avons pu constater que l'efficacité d'une fondation associant un radier et des pieux est supérieure à celle d'un radier seul.

La déformation verticale observée pour un radier seul est de $U_z = 27.57$ cm, tandis que celle d'un radier avec groupes de pieux est de $U_z = 2.88$ cm.

Ces résultats démontrent que les groupes de pieux supportent la grande partie de la charge et réduisant le tassement.

CONCLUSION GENERALE

La recherche en géotechnique est un moyen important de conception des fondations pour tous les projets d'infrastructure. De nombreux paramètres sont calculés afin de déterminer la capacité portante du sol, le choix et le type de fondation dépendent de la charge apportée par la structure, la taille de la fondation doit donc pouvoir résister à la charge transmise par la structure pour éliminer tout risque de déformation ou de tassement.

En conclusion de ce projet de mémoire de master, nous avons pu extraire les conclusions suivantes :

Premièrement, nous avons présenté notre cas d'étude, des silos de stockage du blé, ainsi que les reconnaissances géotechniques du site. À travers ces essais, nous avons étudié la classification du sol et nous avons établi la coupe géologique finale de notre sol, laquelle contient trois couches. Nous avons également pris en considération la présence d'une nappe phréatique en surface (représentant le cas le plus défavorable).

Deuxièmement, nous avons proposé une fondation superficielle (radier), puis les calculs de la capacité portante ainsi que le tassement. Cependant, ce type de fondation ne satisfaisait pas les conditions de capacité portante requises. Afin de résoudre ce problème, nous avons opté pour une fondation profonde de type pieux forés simples en béton armé. Après plusieurs variantes, nous avons pris des pieux d'un diamètre $B=1.2\text{m}$ et une fiche $D=45\text{ m}$ et un nombre de pieux équivalent de 100 pieux disposés avec un espacement constant égal à 4 m.

Enfin, nous avons réalisé une modélisation numérique avec le logiciel Plaxis 3D (version 2024.2). Tout d'abord, une modélisation d'un radier (fondation superficielle) est faite, puis un groupement de pieux associé à ce radier sous charge verticale, afin de déterminer le tassement de chaque modèle de notre ouvrage. Selon cette modélisation, le tassement obtenu du cas du radier avec le groupe de pieux est de (2,88 cm) et est largement inférieur au tassement admissible (5 cm).

D'après les résultats basés sur l'étude géotechnique et des modélisations par le logiciel Plaxis 3D (version 2024.2), nous avons opté pour 100 pieux, pour assurer le critère de la capacité portante et pour limiter le tassement de l'ouvrage projeté.

À titre de comparaison avec les résultats obtenus par le laboratoire (LNHC), le nombre de pieux est de 169 pieux, ce qui nous permet de dire que les résultats fournis par le travail fait sont plus économiques et d'optimiser le nombre des pieux.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

1. LUC SIBILLE (2018), Basse de la Géotechnique Module MXG4 IUT Génie Civil et Construction Durable, Licence France.
2. Alsmman O, Ph D.P.E, Axial Load Test Procedures for Pile Foundation, Continuing Education and Development, Inc.
3. Bouafia A. (2010), "les essais in-situ dans les projets de fondations", office des Publication Universitaires, 2010, 299p.
4. Bouafia A (2013) Conception des ouvrages géotechnique, page bleues internationales, 2013, 384p.
5. Manjriker Gunaratne, The Fondations Spéciales Et Reprises En Sous- (Euvre, Eyrolles).
6. Radi M ; Sehaoui H ; Nguyen Ha-Phong ; Ilias N ; Weil Florian (2010) TP essais eudiométrique.
7. Marcel Forni, Fondations Spéciales Et Reprises En Sous (Euvre, Eyrolles).
8. Benghazi Z cour MDS (www.zied-benghazi.weebly.com).
9. Bouafia A (2013) aide memoire de mecanique des sols, Office des Publication Universitaires, 2010, 415p.
10. Frank R..Zhao S.-R (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins, BLPC119:17-24
11. Ministère de l'habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (2024) Document Technique Règlementaire D.T.R.-B.C. 2.8 Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024.

ANNEXE 1

1.1 Présentation de projet

Ce travail de mémoire sa propose de mener une étude détaille de dimensionnement des fondations sur pieux pour une construction de cellules de stockage on béton armé d'une capacité de 100 000 tonne, qui est situé aux niveaux d'EL-Affroun dans la wilaya de Blida. Les cellules de stockage contient 27 silos en béton arme repartis rn 3 batteries de 3 fois 3 pour stockage des céréales.

Ainsi une qu'une modélisation numérique via un calcule par la méthode des éléments finis.

Pour atteindre cet objectif, une interprétation des données géotechniques disponibles est nécessaire pour analyser les conditions réelles du site, ce chapitre contient la présentation du projet ainsi qu'une étude de la caractéristique du sol fourni par la campagne géotechnique.

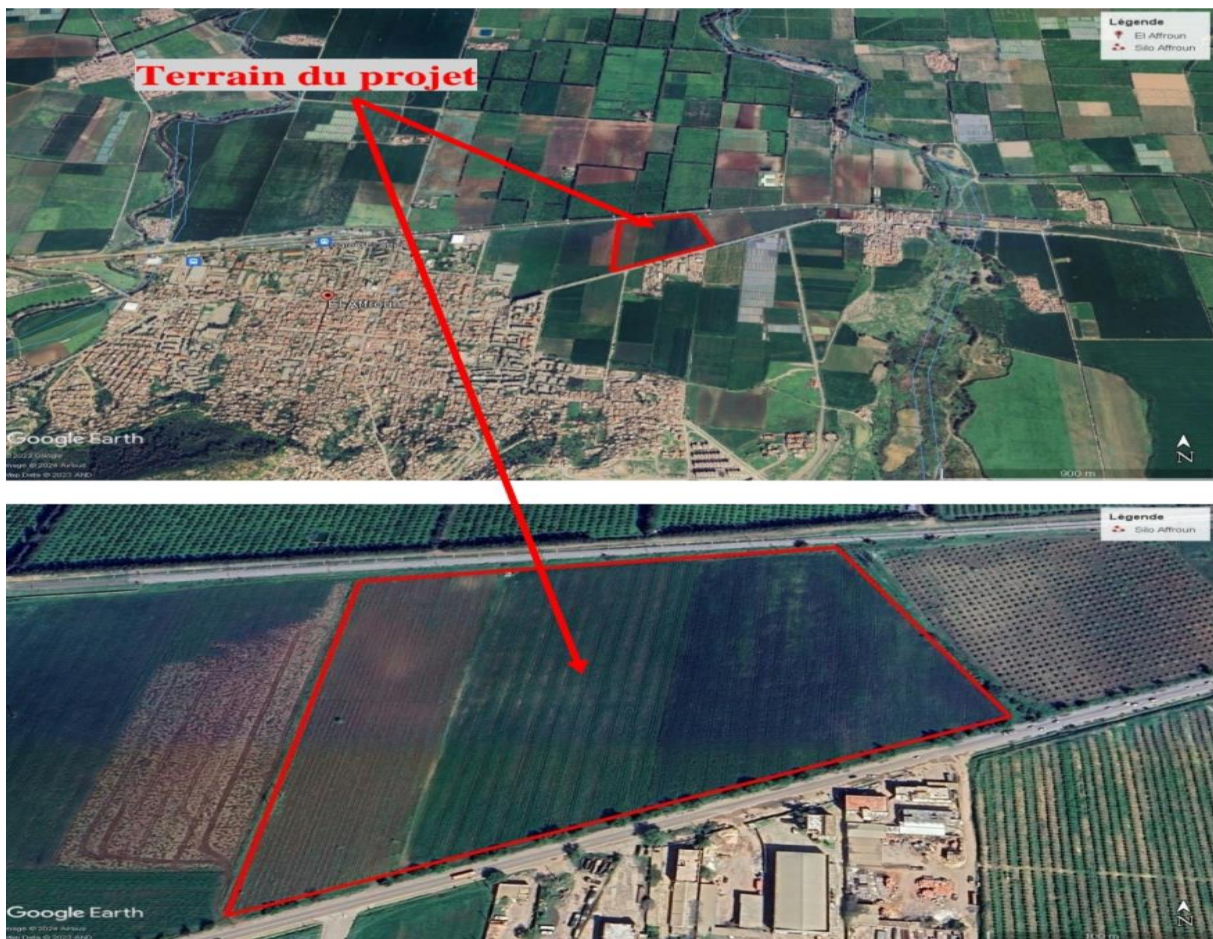


Figure 1 : terrain du projet

1.2 Sismicité de la région

En Algérie, le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissant selon (RPA2024)

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

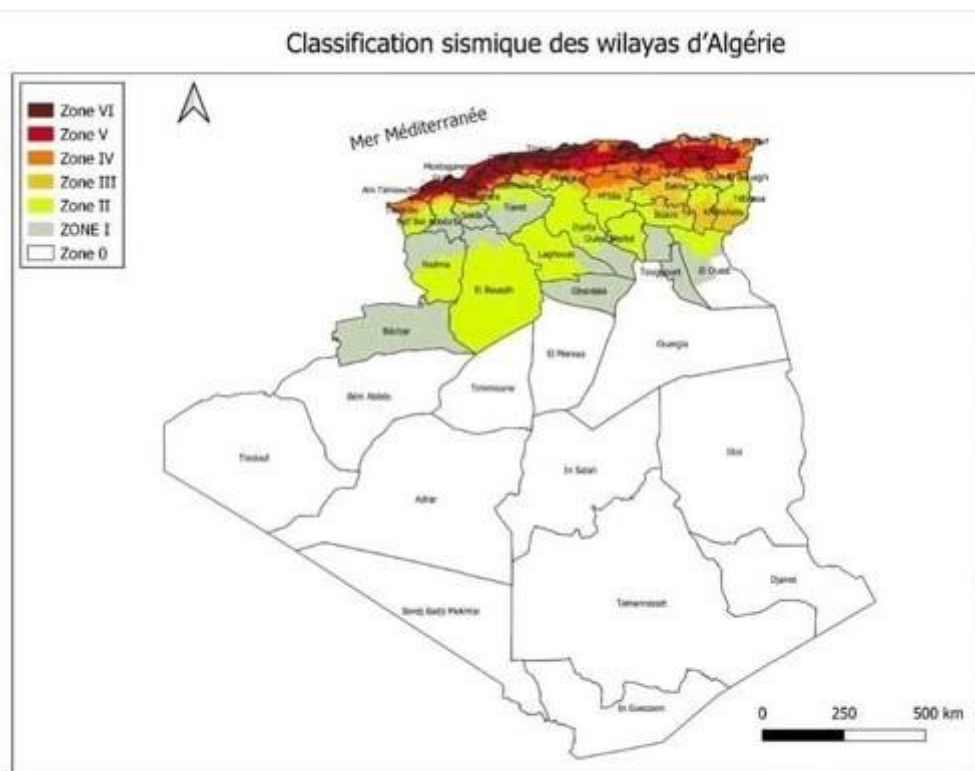
Zone II : sismicité faible à moyenne

Zone III : sismicité moyenne

Zone IV : sismicité moyenne à élevée

Zone V : sismicité élevée

Zone VI : sismicité très élevée



(a) Zonage sismique de l'Algérie: toutes zones 0 à VI

Figure 2 : zonage sismique de l'Algérie toutes zone 0 à VI

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité tout ouvrage qui relève du Domain

d'application de règles parasismique algérien RPA2024, Doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale

Groupe 1B : ouvrage de grande importance

Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne

Groupe 3 : ouvrage de faible importance

La zone d'étude EL-Affroun fait partie de wilaya de Blida classe dans une zone de fort sismique (VI), d'après le règlement parasismique algérien RPA2024 (la zone VI est sismicité très élevée), et la cellule de stockage, a objet de notre étude peut être classe en groupe 1B (ouvrage de grande importance), le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera de $A=0.3$.

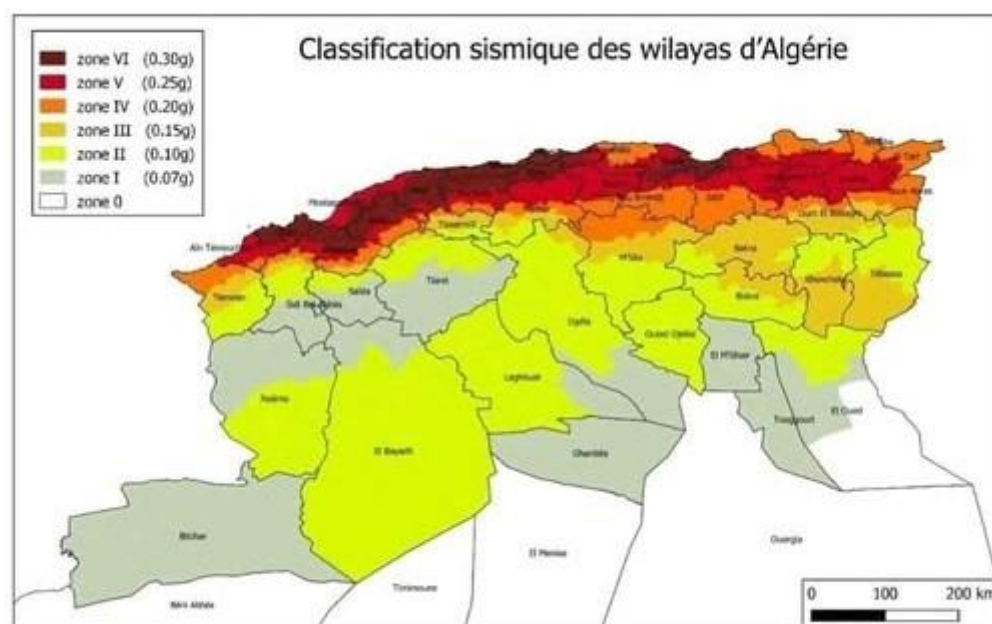


Figure 3 : zonage sismique de nord Algérie toutes zone 0 a VI

2 Reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique est une étape essentielle dans tous les projets de construction, pour l'objectif de fournir des informations précises sur le comportement des sols et garantir la réussite des projets de construction.

La reconnaissance géotechnique s'appuie sur une combinaison d'investigation, souvent classe en deux grandes catégories, les essais in-situ et les essais de laboratoire.

2.1 L'essai de laboratoire

Les essais de laboratoire sont une composante essentielle de toute investigation géotechnique. Ces essais consistent à prélever des échantillons les moins remaniés possible de chacune des couches rencontrées. Ces échantillons sont ensuite analysés en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques du sol.

Ces essais sont indispensables pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages de construction.

2.1.1 Essai physique

- Teneur en eau naturelle
- Analyse granulométrique du sol fin sedimentometrie
- Densité sèche et humide
- Limite d'atterberg

2.1.2 Analyse chimique

Il s'agit d'une analyse chimique sommaire des sols et de l'eau pour :

- La détermination du potentiel d'ion agressive vis-à-vis du béton
- La détermination du taux des carbonates
- La détermination du taux De sulfates
- La détermination du taux De la matière organique

2.1.3 Essai mécanique

- La résistance au cisaillement simple à la boîte de casagrand à la condition CD (comportement drainé) ;
 - ✓ φ' : angle de frottement interne effectif
 - ✓ C' : cohésion de sol

Compressibilité à l'odomètre ;

- ✓ σ_c : pression de consolidation
- ✓ C_c : coefficient de compressibilité

✓ C_s : coefficient de gonflement

3 Résultat de la reconnaissance géotechnique

3.1 Les essais in-situ

3.1.1 Sondage carotte

Trois (03) sondage carotte ont été réalisé au niveau de site dans le but de relevée la nature lithologique de sol, ainsi que le prélèvement des échantillons intact servent à la détermination de leur caractéristique physico-mécanique et chimique au laboratoire.

Les échantillons extrait son dit « remanient » lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisant l'Etat et la structure du sol tel qui il était en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier le sol notamment par l'essai « granulométrie », de « limite d'Atterberg » et de « densité ».

Les carotté son mise des caisses a carottes identifiée répertoriées.

Les carottiers utiliser son des carottes double afin d'avoir une meilleure qualité de prélèvement.

Description lithologique des sondages carotte.

Tableau 1 : description de sondage carottier (SC1°)

SCN	Profondeur (m)	Lithologie
SC1°	0.0-0.7	Terre végétale
	0.7-2	Argile limoneuse carbonate graveuse de couleur marron
	2-10	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	10-15	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse argileuse
	15-18	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	18-22	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse argileuse
	22-32	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	32-41	Alluvion forme par de galets et argile et sable
	41-50	Argile carbonate de couleur marron
	Fin de sondage a 50m	

Tableau 2 : description de sondage carottier (SC2°)

SCN°	Profondeur (m)	Lithologie
SC2°	0-0.7	Terre végétal
	0.7-1.1	Argile limoneuse carbonate graveuse de couleur marron
	1.1-10.5	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	10.5-40	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse argileuse avec quelque passage fin d'argile limoneuse
	40-43	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	43-50	Alluvion forme par de galets et argile et sable
	Fin de sondage a 50m	

Tableau 3 : description de sondage carottier (SC3°)

SCN°	Profondeur (m)	Lithologie
SC3°	0-0.8	Terre végétal
	0.8-2.5	Argile limoneuse carbonate graveuse de couleur marron
	2.5-13	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	13-26.5	Alluvion formée par des galates enrobée dans un matrice sableuse
	26.5-32	Argile limoneuse graveleuse de couleur marron
	32-50	Alluvion forme par de galets et argile et sable
	Fin sondage a 50m	

Les sondages carottiers réalisés ont mis en évidence la présence de deux (2) unité lithologiques elles sont représenté de haut en bas par :

Unité I : argile limoneuse graveleuse à carbonate de couleur marron.

Unité II : alluvion forme par des Gallet enrobe dans une matrice sableuse argileuse.

3.1.2 Mesure piézométrique

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde électrique. Il est aussi utilisé afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants. Le principe est de réaliser un sondage à une profondeur donnée, puis enfoncer le tube en PVC (munie par des trous dans son extrémité inférieure) à la même profondeur. En surface le tube est fermé par un bouchant afin de le préserver.

Le sondage SC04, SP02, SP05 a été équipé de tubes piézométriques, Les mesures piézométriques réalisées n'ont révélé aucune présence d'eau dans le sous-sol du projet en question

3.1.3 Compagnie géophysique

3.1.3.1 Essai réfraction sismique

Synthèse des résultats

Les résultats de chaque profil sont donnés ci-après. Les modèles de terrain obtenus par les vitesses V_p & V_s .

Profil sismique 01

Tableau 4 : résultat profile sismique01

Vitesses de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Epaisseurs (m)
Vp1= 350	Vs1=200	0 – 3.5	3.5
Vp2= 800	Vs2=348	3.5 – 14.5	11.0
Vp3=1700	Vs3=495	14.5 -...	...

V_s 30 moyenne : 375.2 m/s.

Profil sismique 02

Tableau 5 : résultat profile sismique01

Vitesses de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Epaisseurs (m)
Vp1= 350	Vs1=206	0 – 3.5	3.5
Vp2= 750	Vs2=359	3.5 – 16.0	12.5
Vp3=1200	Vs3=411	16.0 -...	...

V_s 30 moyenne : 350.5 m/s.

Tableau 6 : résultat profile sismique03

Vitesses de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Epaisseurs (m)
Vp1= 350	Vs1=221	0 – 3.5	3.5
Vp2= 700	Vs2=363	3.5 – 15.5	12.0
Vp3=1400	Vs3=491	15.5 -...	...

V_s 30 moyenne : 384.2 m/s.

Interprétation des résultats

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois couche

3.1.5 Présente les Résultat de l'essai SPT sous forme des tableaux suivant

Tableau 7 : résultat d'essai SPT01

localisation	sondage	profondeur		Nombre de coups				Classe selon tableau 9 article 6.2.5 de la norme XP P 94-011
		début	Fin	N_{15}	N_{30}	N_{45}	N_{coups}	
Cellule de stockage	SC01	2.00	2.45	10	18	17	35	Dense
		4.00	4.45	08	10	20	30	Dense
		6.00	6.45	11	14	19	33	Dense
		8.00	8.45	07	06	09	15	Moyennement compacte
		10.00	10.45	09	08	09	17	Moyennement compacte
		12.00	12.45	R	R	R	R	Très dense
		14.00	14.45	R	R	R	R	Très dense
		16.00	16.45	R	R	R	R	Très dense
		18.00	18.45	R	R	R	R	Très dense
		20.00	20.45	R	R	R	R	Très dense
		22.00	22.45	12	16	18	34	Dense
		24.00	24.45	13	17	18	35	Dense
		26.00	26.45	15	19	22	41	Dense
		28.00	28.45	14	18	24	42	Dense
		30.00	30.45	17	20	25	45	Dense
		32.00	32.45	R	R	R	R	Très dense
		34.00	34.45	R	R	R	R	Très dense
		36.00	36.45	R	R	R	R	Très dense
		38.00	38.45	R	R	R	R	Très dense
		40.00	40.45	R	R	R	R	Très dense
		42.00	42.45	18	21	31	52	Très dense
		44.00	44.45	16	22	29	51	Très dense
		46.00	46.45	22	26	32	58	Très dense
		48.00	48.45	27	31	33	64	Très dense
		50.00	50.45	25	35	41	76	Très dense

Tableau 8 : résultat d'essai SPT02

localisation	sondage	profondeur		Nombre de coups				Classe selon tableau 9 article 6.2.5 de la norme XP P 94-011
		début	Fin	N_{15}	N_{30}	N_{45}	N_{coups}	
Cellule de stockage	SC02	2.00	2.45	09	15	16	31	Dense
		4.00	4.45	08	11	21	32	Dense
		6.00	6.45	12	12	23	35	Dense
		8.00	8.45	09	09	10	19	Moyennement compacte
		10.00	10.45	10	12	13	25	Moyennement compacte
		12.00	12.45	14	21	16	37	Dense
		14.00	14.45	R	R	R	R	Très dense
		16.00	16.45	R	R	R	R	Très dense
		18.00	18.45	R	R	R	R	Très dense
		20.00	20.45	R	R	R	R	Très dense
		22.00	22.45	R	R	R	R	Très dense
		24.00	24.45	R	R	R	R	Très dense
		26.00	26.45	R	R	R	R	Très dense
		28.00	28.45	R	R	R	R	Très dense
		30.00	30.45	R	R	R	R	Très dense
		32.00	32.45	R	R	R	R	Très dense
		34.00	34.45	R	R	R	R	Très dense
		36.00	36.45	R	R	R	R	Très dense
		38.00	38.45	R	R	R	R	Très dense
		40.00	40.45	27	23	31	54	Très dense
		42.00	42.45	29	25	34	59	Très dense
		44.00	44.45	R	R	R	R	Très dense
		46.00	46.45	R	R	R	R	Très dense
		48.00	48.45	R	R	R	R	Très dense
		50.00	50.45	R	R	R	R	Très dense

Tableau 9 : résultat d'essai SPT03

localisation	sondage	profondeur		Nombre de coups				Classe selon tableau 9 article 6.2.5 de la norme XP P 94-011
		début	Fin	N_{15}	N_{30}	N_{45}	N_{coups}	
Cellule de stockage	SC03	2.00	2.45	11	19	18	37	Dense
		4.00	4.45	07	09	22	31	Dense
		6.00	6.45	13	16	21	37	Dense
		8.00	8.45	04	06	08	14	Moyennement compacte
		10.00	10.45	07	07	07	14	Moyennement compacte
		12.00	12.45	14	21	16	37	Dense
		14.00	14.45	R	R	R	R	Très dense
		16.00	16.45	R	R	R	R	Très dense
		18.00	18.45	R	R	R	R	Très dense
		20.00	20.45	R	R	R	R	Très dense
		22.00	22.45	R	R	R	R	Très dense
		24.00	24.45	R	R	R	R	Très dense
		26.00	26.45	R	R	R	R	Très dense
		28.00	28.45	39	43	49	92	Très dense
		30.00	30.45	38	39	45	84	Très dense
		32.00	32.45	R	R	R	R	Très dense
		34.00	34.45	R	R	R	R	Très dense
		36.00	36.45	R	R	R	R	Très dense
		38.00	38.45	R	R	R	R	Très dense
		40.00	40.45	R	R	R	R	Très dense
		42.00	42.45	R	R	R	R	Très dense
		44.00	44.45	R	R	R	R	Très dense
		46.00	46.45	R	R	R	R	Très dense
		48.00	48.45	R	R	R	R	Très dense
		50.00	50.45	R	R	R	R	Très dense

3.1.5 Résultat d'essai pressiométrique (PMT)

Tableau 10 : résultat d'essai pressiometrique 01

Profondeur (m)	E (bar)	P_l (bar)	P_0 (bar)	P_l^*(bar)	E/PL
1.5	65.05	6.03	0.322	5.708	10.80
3	292.28	17.67	0.645	17.025	16.54
4.5	235.42	15.8	0.967	14.83	14.9
6	167.96	11.82	1.29	10.53	14.21
7.5	184.59	12.12	1.575	10.54	15.23
9	238.44	14.27	1.935	12.335	16.71
10.5	238.29	16.33	2.257	14.07	14.6
12	225.38	18.59	2.58	16.	12.12
13.5	226.91	18.85	2.9	15.95	12.04
15	250.6	18.64	3.225	15.415	13.44
16.5	333.68	25.29	3.547	21.743	13.2
18	387.14	29.65	3.87	25.78	13.39
19.5	370.26	29.68	4.192	25.488	12.47
21	405.37	33.84	4.515	29.325	11.98
22.3	403.69	34.42	4.837	29.583	11.73
24	441.73	38.14	5.16	32.98	11.58
25.5	567.97	38.7	5.482	33.218	14.68
27	1046.74	65.62	5.805	59.815	15.95
28.5	933.89	74.38	6.127	68.253	12.56
30	970.02	70.38	6.45	63.93	13.78
31.5	1065.11	52.22	6.772	45.448	20.4
33	949.35	52.29	7.095	45.195	18.16
34.5	1010.59	66.76	7.417	59.343	15.14
36	861.13	52.59	7.74	44.85	16.37
37.5	1014.57	58.82	8.062	44.758	19.21
39	896.74	52.9	8.358	44.515	16.95
40.5	1122.37	53.1	8.707	44.393	21.14
42	911.92	53.15	9.03	44.12	17.16
43.5	1018.15	53.39	9.352	44.038	19.07
45	1203.46	53.62	9.675	43.945	22.45
46.5	1170.46	53.76	9.997	43.763	21.77
48	1051.15	53.91	10.32	43.6	19.5

Tableau 11 : résultat d'essai pressiometrique 02

Profondeur (m)	E (bar)	P_l (bar)	P_0 (bar)	P_l *(bar)	E/PL
1.5	83.69	6.35	0.322	6.068	13.09
3	225.89	17.87	0.645	17.225	12.34
4.5	157.31	17.89	0.967	16.923	16.38
6	173.47	14.14	1.29	12.85	11.83
7.5	196.7	12.06	1.575	10.485	14.38
9	216.6	14.42	1.935	12.485	11.777
10.5	202.4	16.26	2.257	14.00	13.32
12	215.38	16.59	2.58	14.00	12.2
13.5	271.72	18.8	2.9	15.9	11.46
15	373.67	18.8	3.225	15.575	14.45
16.5	401.86	25.26	3.547	21.713	14.79
18	389.97	25.49	3.87	21.62	15.76
19.5	400.81	33.81	4.192	29.618	11.53
21	423.05	34.33	4.515	29.815	11.68
22.5	432.34	29.85	4.837	25.013	14.17
21	429.05	38.17	5.16	33.00	11.33
25.5	462.64	34.51	5.482	29.028	12.43
27	906.44	38.74	5.805	32.935	11.94
28.5	837.55	52.92	6.127	46.793	17.13
30	794.85	70.03	6.45	63.55	11.96
31.5	817.55	70.43	6.772	63.658	11.29
33	1019.53	53.3	7.095	46.205	15.34
34.5	1019.53	64.12	7.417	56.703	15.9
36	1019.00	72.00	7.74	64.26	11.5
37.5	982.51	84.81	8.062	76.748	11.58
39	793.35	74.03	8.385	65.645	10.72
40.5	908.34	54.06	8.707	45.353	16.8
42	1148.22	83.71	9.03	74.68	13.72
43.5	842.84	54.38	9.352	45.028	15.5
45	1234.02	54.65	9.675	44.975	22.58
46.5	1148.22	84.16	9.997	74.63	13.64
48	1146.22	84.31	10.32	74.00	13.52
49.5	234.02	55.1	10.64	44.46	22.4

Tableau 12 : résultat d'essai pressiometrique 03

profondeur	E (bar)	P_l (bar)	P_0 (bar)	P_l^* (bar)	E/P_L
0.8	98.79	7.19	0.175	7.015	13.74
1.5	167.96	11.43	0.327	11.103	14.69
3	180.78	15.65	0.655	15	11.55
4	202.98	15.84	0.873	14.97	12.82
5	235.32	13.83	1.075	12.75	17.01
6	161.51	13.99	129	12.7	11.55
7	170.17	11.97	1.509	10.461	14.22
8	217.17	13.98	1.72	12.26	15.54
9	155.73	14.42	1.935	12.485	11.49
10	149.01	12.23	2.15	10.08	12.19
11	160	12.42	2.365	10.05	12.88
12	163.14	12.47	2.58	9.89	13.08
13	226.96	18.65	2.795	15.85	12.17
14	331.07	29.77	3.01	26.76	11.12
15	232.6	18.97	3.225	15.75	12.26
16	236.65	17.01	3.44	13.57	13.91
17	230.88	19.34	3.655	15.69	11.94
18	238.73	21.44	3.78	17.66	11.13
19	321.75	25.66	3.99	21.67	12.54
20	371.74	33.99	4.2	29.79	10.94
21	486.45	34.22	4.41	29.81	14.22
22	325.99	26.21	4.62	21.6	12.44
23	377.61	34.45	4.83	29.62	10.96
24	422.31	34.85	5.04	29.81	12.12
25	872.72	59.08	5.25	53.83	14.77
26	967.97	61.51	5.46	56.05	15.74
27	847.01	52.67	5.67	47	16.08
28	1060.88	52.84	5.88	46.96	20.08
29	994.32	52.89	6.09	46.8	18.8
30	1324.32	53.033	6.3	46.733	24.98
31	969.02	77.56	6.51	71.05	12.49
32	865.37	69.31	6.72	62.6	12.49
33	856.71	53.24	6.93	46.31	16.09

34	1031.38	72.79	7.14	65.65	14.17
35	1093.25	53.44	7.35	46.09	20.46
36	889.92	53.57	7.56	46.01	16.61
37	1198.60	53.68	7.77	45.91	22.33
38	1243.2	53.86	7.98	45.88	23.08
39	2956.08	58.33	8.19	50.14	50.68
40	1260.75	54.07	8.4	45.67	23.32
41	1301.64	54.09	8.61	45.48	24.06
42	1365.70	54.27	8.82	45.45	25.17
43	798.55	65.62	9.03	56.59	12.17
44	888.57	72.74	9.24	63.5	12.19
45	1260.75	54.57	9.45	45.12	23.11
46	1243.2	54.66	9.66	44.9	22.74
47	1198.50	54.68	9.87	44.81	21.92
48	1093.26	54.74	10.08	44.66	19.97
49.5	2956.08	59.33	10.29	49.04	49.82

3.2 Les essais laboratoire

3.2.1 Essai physique

Tableau 13 : résultat d'essais laboratoire

SCN°	profondeur	Identification				limitedaterberg				Granulo métrie	Classifi- cation du sol
		$\gamma_d (\frac{kn}{m^3})$	$\gamma_h (\frac{KN}{M^3})$	$\omega\%$	SR%	WL%	WP%	IP%	I_c	> 80	
SC01	1.6-2	18.9	21.5	14	86	58	29	29	1.51	97.82	A_t
	2.5-2.9	18.3	21.6	18	100	58	30	28	1.42	96.84	A_t
	5.5-6	19.0	21.3	12	76	55	28	27	1.59	96.95	A_t
	6.5-7	19.5	21.8	12	83	56	28	28	1.57	96.15	A_t
	18.5-19	18.0	21.1	17	92	40	20	20	1.15	69.87	A_t
	23.6-24	17.7	21.0	18	94	60	30	30	1.4	98.12	A_t
	27.5-27.9	16.3	20.2	24	98	56	28	28	1.14	95.38	A_t
	44-44.3	18.7	21.8	17	100	54	27	27	1.37	94.74	A_t
SC02	4.5-4.8	18.7	21.3	14	85	50	25	25	1.96	88.57	A_t
	5.4-6	17.6	20.5	18	88	47	24	23	1.26	72.02	A_p
	7.5-8	18.5	21.1	14	83	42	22	20	1.4	70.21	A_p
	40-40.5	15.2	17.6	15	54	41	21	20	1.3	71.34	A_p
	43.2-43.6	18.4	21.4	16	93	46	23	23	1.30	75.20	A_p
	46.5-47	18.5	21.2	14	85	58	29	29	1.51	97.96	A_t
SC03	2.5-3	18.0	21.5	19	100	54	27	27	1.29	94.53	A_t
	5.6-6	17.6	20.8	18	99	52	26	26	1.30	89.92	A_t
	26.5-27	18.2	21.5	18	100	50	25	25	1.28	87.90	A_t

- Le degré de saturation indique un sol humide a satire les valeurs varient entre 54% à 100% nous mettent en présence d'un sol fin dans l'ensemble, la classification fait selon l'abaque de casagrande montrant que la formation très plastique (A_t)
- l'indice de consistance (I_c) calculé indique un sol très consistant.
- la valeur de la densité sèche montre que le sol est très dense dans l'ensemble, elle rentre entre $17.6 \text{ kn}/m^3$ et $20.3 \text{ kn}/m^3$

3.2.2 analyses chimiques

Tableau 14 : résultat des analyses chimiques

Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfate SO_4^-		Carbonate $CaCO_3$ (%)	Chlorures Cl^- (%)	Matière organique (%)	Insolubles (%)	pH
		Mg/Kg	%					
SC01	1.60-2.00	Traces	/	54.48	Traces	0.36	98.87	N-D
SC01	5.50-6.00	Traces	/	23.61	Traces	0.16	98.58	N-D
SC01	18.50-19.00	Traces	/	34.50	Traces	Traces	99.02	N-D
SC01	27.50-27.90	Traces	/	38.13	Traces	Traces	98.86	N-D
SC01	44.00-44.30	Traces	/	40.86	Traces	Traces	99.04	N-D
-	-	-	-	-	-	-	-	-

3.2.3) L'essai mécanique

3.2.3.1 Résistance au cisaillement consolidé drainé (CD)

Unité1 argile limoneuse graveleuse de couleur marron

Tableau 15 : résultats d'essai de cisaillement

Sondage N°	Profondeur (m)	C'	φ'
SC01	1.6-2	/	/
	2.5-5.9	0.45	19
	27.5-27.9	0.66	21
SC02	5.4-6	/	/
	46.5-47	0.62	17
SC03	2.5-3	0.37	19
	5.6-6	0.5	20

φ' = angle de frottement interne

C' = cohésion de sol.

3.2.3.2 Essai triaxial UU

Tableau 16 : résultat Essai triaxial UU

Sondage N°	Profondeur (m)	C_u (bar)	φ_u°
SC01	1.6-2	0.53	9
	2.5-5.9	/	/
	27.5-27.9	/	/
SC02	5.4-6	0.64	10
	46.5-47	/	/
SC03	2.5-3	/	/
	5.6-6	/	/

3.2.3.3 Compressibilité a l'odomètre :

Tableau 17 : résultat Compressibilité a l'odomètre

SCN°	Profondeur(m)	σ'_c (bar)	σ_0' (bar)	C_s	C_c	OCR	Observation
SC02	7.5-8	0.48	0.89	0.042	0.12	0.54	Sol moyennement compressible, gonflant
	43.2-43.6	0.96	4.76	0.038	0.14	0.20	Sol moyennement compressible, peu gonflant
SC03	2.5-3	0.41	0.31	0.037	0.164	1.32	Sol moyennement compressible, peu gonflant
	5.6-6	0.91	0.64	0.037	0.084	1.42	Sol moyennement compressible, peu gonflant
	26.5-27	2.95	3.03	0.012	0.072	0.97	Sol moyennement compressible, peu gonflant

σ_c = pression on compressibilité

C_c = coefficient de compressibilité

C_s = coefficient de gonflement

OCR=est le rapport de sur-consolidation permet d'apprécier le degré de Sur-consolidation d'un sol, a une profondeur z donnees. Il est défini comme suit : $OCR = (\sigma'_c / \sigma_v')$

ANNEXE 2

1 Classification du sol selon le system LCPC

Après étude et assemblage des différentes données géotechniques on a peu classé les échantillons selon le system LCPC, les tableaux suivant regroupes les classes des échantillons suivants le sondage et la profondeur des l'échantillon,

A partir du résultat des essais

Sondage carotte (SCN1) :

➤ Profondeur [1.6, 2] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.88	97.82

On a $T(80\mu m) = 97.82\%$

97.82% des éléments ayant de diamètre $< 80\mu m$ c-a-d plus de 50 % des éléments de diamètre $< 80\mu m$ = sol fin

On a 0.36% des matières organique c-a-d moins de 3% = argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

$WL = 58\%$

$WP = 29\%$

$IP = WL - WP = 29\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL = 58\%$, $IP = 29\%$)

→ le sol est une « argile très plastique A_t »

➤ Profondeur [2.5, 2.9] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.99	96.84

On a $T(80\mu m) = 96.84\%$

96.84%des éléments ayant de diamètre < 80um c-a-d plus de 50% des éléments de diamètre < 80um = sol fin

On a 0.16% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

WL=58 %

WP=30%

IP=WL-WP=28%

D'après le diagramme de casa grande (WL=58%, IP =28%)

→le sol est une « argile très plastique A_t ».

➤ Profondeur [5.5, 6] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.86	96.95

On a T (80um)=96.99%

96.99%des éléments ayant de diamètre < 80um c-a-d plus de 50% des éléments de diamètre < 80um = sol fin

On a 0% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

WL=55 %

WP=27%

IP=WL-WP=28%

D'après le diagramme de casa grande (WL=55%, IP =28%)

→le sol est une « argile très plastique A_t ».

➤ Profondeur [6.5, 7] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.47	96.15

On a T (80um)=96.15%

96.15%des éléments ayant de diamètre < 80um c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre < 80um =
sol fin

On a 0% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

WL=56 %

WP=28%

IP=WL-WP=28%

D'après le diagramme de casa grande (WL=56%, IP =28%)

→le sol est une « argile très plastique A_t ».

➤ Profondeur [18.5, 19] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	90.94	79.88	69.87

On a T (80um)=69.87%

69.87%des éléments ayant de diamètre <80um c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre <80um =
sol fin

On a 0% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

WL=40%

WP=20%

IP=WL-WP=20%

D'après le diagramme de casa grande (WL=40%, IP =20%)

→le sol est une « argile peu plastique A_p ».

➤ Profondeur [23.6, 24] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.87	98.12

On a T (80um)=98.12%

98.12%des éléments ayant de diamètre <80um c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre <80um = sol fin

On a 0% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

WL=60 %

WP=30%

IP=WL-WP=30%

D'après le diagramme de casa grande (WL=60%, IP =30%)

→le sol est une « argile très plastique A_t »

➤ Profondeur [27.5, 27.9] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.85	95.38

On a T (80um)=95.38%

95.38%des éléments ayant de diamètre <80um c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre <80um = sol fin

On a 0% des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

WL=56 %

WP=28%

IP=WL-WP=28%

D'après le diagramme de casa grande (WL=28%, IP =28%)

→le sol est une « argile très plastique A_t »

➤ Profondeur [44, 44.3] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	99.89	99.47	94.74

On a T (80um)=94.74%

94.74%des éléments ayant de diamètre < 80um c-a-d plus de 50% des éléments de diamètre < 80um = sol fin

On a 0 %des matières organique c-a-d moins de 3%= argile (A) ou limon

La position dans le diagramme de plasticité

WL=54 %

WP=27%

IP=WL-WP=27%

D'après le diagramme de casa grande (WL=54%, WP=27%)

→Le sol est une « argile très plastique A_t ».

Sondage carotte (SCN2) :

➤ Profondeur [4.5,4.8] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99	88

On a T (80um)=88%

88%des éléments ayant de diamètre <80um c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre <80um = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de %=3

La position dans le diagramme de plasticité

WL=50%

WP=25%

IP=WL-WP=25%

D'après le diagramme de casa grande (WL=50%, WP=25%)

→le sol est une « argile peu plastique A_p »

➤ Profondeur [5.4,6] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	87.95	83.82	72.02

On a $T(80\mu\text{m})=72.02\%$

72.02%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de $\%=3$

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=47\%$

$WP=24\%$

$IP=WL-WP=23\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=47\%$, $IP=23\%$)

→le sol est une « argile peu plastique A_p »

➤ Profondeur [7.5,8] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	88.16	80.35	70.2

On a $T(80\mu\text{m})=70.21\%$

70.21%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de $\%=3$

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=42\%$

$WP=22\%$

$IP=WL-WP=20\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=22\%$, $IP=20\%$)

→le sol est une « argile peu plastique A_p »

➤ Profondeur [40,40.5] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	89.14	81.9	71.34

On a $T(80\mu\text{m})=71.34\%$

71.34%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de $\%=3$

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=41\%$

$WP=21\%$

$IP=WL-WP=20\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=41\%$, $WP=20\%$)

→le sol est une « argile peu plastique A_p »

➤ Profondeur [43.2,43.6] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	99.14	96.48	75.24

On a $T(80\mu\text{m})=75.24\%$

75.24%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de $\%=3$

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=46\%$

$WP=23\%$

$IP=WL-WP=23\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=\%$, $IP=23\%$)

→le sol est une « argile peu plastique A_p »

➤ Profondeur [46.5,47] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	100	99.9	97.96

On a $T(80\mu\text{m})=97.96\%$

97.96%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de %= 3

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=58\%$

$WP=29\%$

$IP=WL-WP=29\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=58\%$, $IP=29\%$)

→le sol est une « argile très plastique A_t »

Sondage carotte (SCN3) :

➤ Profondeur [2.5,3] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	99.91	99.5	94.53

On a $T(80\mu\text{m})=94.53\%$

94.53%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de %= 3

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=54\%$

$WP=27\%$

$IP=WL-WP=27\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=54\%$, $IP=27\%$)

→le sol est une « argile très plastique A_t »

➤ Profondeur [5.6,6] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
-------------------------	---	---	------

Tamisât %	98.67	96.76	89.92
-----------	-------	-------	-------

On a $T(80\mu\text{m})=89.92\%$

89.92%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de $\% = 3$

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=52\%$

$WP=26\%$

$IP=WL-WP=26\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=52\%$, $IP=26\%$)

→le sol est une « argile très plastique A_t »

➤ Profondeur [26.5,27] m

Ouverture de tamis (mm)	5	2	0.08
Tamisât %	99.03	96.62	87.9

On a $T(80\mu\text{m})=87.9\%$

87.9%des éléments ayant de diamètre $<80\mu\text{m}$ c-a-d plus de 50 %des éléments de diamètre $<80\mu\text{m}$ = sol fin

On a % des matières organique c-a-d moins de $\% = 3$

La position dans le diagramme de plasticité

$WL=50\%$

$WP=25\%$

$IP=WL-WP=25\%$

D'après le diagramme de casa grande ($WL=50\%$, $IP=25\%$)

→le sol est une « argile argile très plastique A_t »

2 Etude l'homogénéité du sol

➤ La première couche [0 à 3.5]m

- L'angle de frottement effective φ'

La valeur moyenne

$$\overline{\varphi} = \sum_i^n \frac{\overline{\varphi'}}{n}$$

$$\overline{\varphi} = \frac{19 + 19}{2} = 19^\circ$$

L'écart type :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\varphi_i - \overline{\varphi'})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(19 - 19)^2 + (19 - 19)^2}{2 - 1}}$$

$$\lambda = 0$$

Le coefficient de variation

$$cv = \frac{\lambda}{\overline{\varphi}} = \frac{0}{19} = 0 = 0 \%$$

$C_v < 10\%$ la couche est homogène alors on prend la moyenne de la valeur de l'angle de frottement

$$\varphi' = 19^\circ$$

➤ La cohésion C'

La valeur moyenne

$$\overline{C'} = \sum_{i=1}^n \frac{C'}{n}$$

$$C' = \frac{45 + 37}{2} = 41$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (C' - \overline{C'})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (45 - 41)^2}{2 - 1}}$$

$$\lambda = 5.656$$

Coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{C'} = \frac{5.656}{41} = 0.1379 = 13.79\%$$

$C_v = 13.79\% > 10\%$: le sol n'est pas homogène alors on prend la petite valeur de la cohésion :

$C' = 37 \text{ KPa}$

- Les caractéristiques physiques

➤ La masse volumique humide γ_h

La valeur moyenne

$$\gamma_h = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_{hi}}{n}$$

$$\gamma_h = \frac{21.5 + 21.6 + 21.5}{3} = 21.53$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_h - \gamma_h)^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(21.5 - 21.53)^2 + (21.6 - 21.53)^2 + (21.5 - 21.53)^2}{3 - 1}}$$

$$\lambda = 5.787 * 10^{-3}$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\gamma_h} = \frac{5.787 * 10^{-3}}{21.53} = 0.277\%$$

$C_v < 10\%$ La couche est homogène alors on prend la valeur moyenne

$$\gamma_h = 21.53 \text{ KN/m}^3.$$

➤ La masse volumique sèche γ_d

La valeur moyenne

$$\gamma_d = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_{di}}{n}$$

$$\gamma_d = \frac{18.9 + 18.3 + 18}{3} = 18.4$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\gamma_d - \bar{\gamma}_d)^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(18.4 - 18.9)^2 + (18.4 - 18.3)^2 + (18 - 18.4)^2}{3 - 1}}$$

$$\lambda = 0.0458.$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\gamma_{\bar{d}}} = \frac{0.0458}{18.4} = 0.024 = 2.4\%$$

$C_v < 10\%$ Le sol est homogène on prendre la valeur moyenne

$$\gamma_d = \mathbf{18.4 \text{ KN/m}^3}.$$

➤ Degré de saturation S_r

La valeur moyenne

$$S_{\bar{r}} = \sum_{i=1}^n \frac{S_r}{n}$$

$$S_{\bar{r}} = \frac{76 + 83 + 85 + 88 + 83 + 99}{6} = 85.33$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(S_r - S_{\bar{r}})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 8.08$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{S_{\bar{r}}} = 0.084 = 8.475\%$$

$C_v < 10\%$ La couche est homogène alors on prendre la valeur moyenne de degré de saturation

$$S_r = \mathbf{95.33\%}$$

➤ Teneur en eau ω

La valeur moyenne

$$\bar{\omega} = \sum_{i=1}^n \frac{\omega}{n}$$

$$\bar{\omega} = \frac{14 + 18 + 19}{3} = 17$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\omega_i - \bar{\omega})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 2.34$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\bar{\omega}} = 0.137 = 13.7\%$$

$C_V < 10\%$ La couche est homogène alors on prendre la valeur le plus de favorable $\omega = 19\%$

➤ La deuxième couche [3.5,16]m

1. Les caractéristiques physiques

➤ La masse volumique humide $\gamma_{\bar{h}}$

La valeur moyenne

$$\gamma_{\bar{h}} = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_{hi}}{n}$$

$$\gamma_{\bar{h}} = \frac{21.3 + 21.8 + 21.3 + 20.5 + 21.1 + 20.8}{6}$$

$$\gamma_{\bar{h}} = 21.13$$

L'écart type

$$\lambda \rightarrow$$

$$\sqrt{\frac{(21.3 - 21.13)^2 + (21.8 - 21.13)^2 + (21.8 - 21.13)^2 + (20.5 - 21.13)^2 + (21.1 - 21.13)^2 + (20.8 - 21.13)^2}{6 - 1}}$$

$$\lambda = 0.0535$$

Le coefficient de variation :

$$C_V = \frac{\lambda}{\gamma_{\bar{h}}} = \frac{0.0535}{21.13} = 0.025 = 2.53\%$$

$C_V < 10\%$ le couche de sol homogene on prendre la valeur moyenne $\gamma_h = 21.13 \text{ KN/m}^3$

➤ La masse volumique sèche $\overline{\gamma_d}$

La valeur moyenne :

$$\overline{\gamma_d} = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_{di}}{n}$$

$$\overline{\gamma_d} = \frac{19 + 19.5 + 18.7 + 17.6 + 18.5 + 17.6}{6}$$

$$\overline{\gamma_d} = 18.48$$

L'écart type

$\lambda \rightarrow$

$$\sqrt{\frac{(19 - 18.48)^2 + (19.5 - 18.48)^2 + (18.7 - 18.48)^2 + (17.6 - 18.48)^2 + (18.5 - 18.48)^2 + (17.6 - 18.48)^2}{5}}$$

$$\lambda = 0.076$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\overline{\gamma_d}} = \frac{0.076}{18.48} = 0.00412 = 0.412\%$$

$C_V < 10\%$ le couche de sol homogene on prendre la valeur moyenne $\gamma_d = 18.84 \text{ KN/m}^3$

➤ Degré de saturation S_r

La valeur moyenne

$$\overline{S_r} = \sum_{i=1}^n \frac{S_{ri}}{n}$$

$$\overline{S_r} = \frac{76 + 83 + 85 + 88 + 83 + 99}{6} = 85.66$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (S_{ri} - \overline{S_r})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 7.63$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\overline{S_r}} = 0.089 = 8.9\%$$

$C_V < 10\%$ La couche est homogène alors on prendre la valeur moyenne de degré de saturation

$$S_r = 85.66\%$$

➤ Teneur en eau ω

La valeur moyenne

$$\bar{\omega} = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\omega}}{n}$$

$$\bar{\omega} = \frac{12 + 12 + 14 + 18 + 14 + 18}{6} = 14.66$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\omega_i - \bar{\omega})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 2.73$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\bar{\omega}} = 0.186 = 18.6\%$$

$C_V < 10\%$ La couche est homogène alors on prendre la valeur le plus de favorable $\omega = 18\%$

➤ La troisième couche [16,50]m

➤ L'angle de frottement φ

La valeur moyenne

$$\bar{\varphi} = \sum_i^n \frac{\bar{\varphi}'}{n}$$

$$\bar{\varphi}' = \frac{21 + 17}{2} = 19^\circ$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{(19 - 17)^2 + (19 - 20)^2}{2 - 1}} = 2.82$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\gamma_d} = \frac{2.82}{19} = 0.148 = 14.8\%$$

$C_v < 10\%$ le couche de sol nés pas homogène on prendre la valeur la plus petit $\varphi' = 17^\circ$

- Cohésion C'

La valeur moyenne

$$\overline{C'} = \sum_{i=1}^n \frac{c'}{n} = \frac{0.66 + 0.62}{2} = 0.64$$

L'écart type :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (C' - \overline{C'})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(0.066 - 0.64)^2 + (0.62 - 0.64)^2}{1}} = 0.028$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{c'} = \frac{0.028}{0.64} = 0.0441 = 4.41\%$$

$C_v < 10\%$ Le couche de sol nés pas homogène on prendre la valeur moyenne C' ; donc

$$C' = 0.46bars = 64KPa$$

2. Les caractéristiques physiques

➤ La masse volumique humide γ_h

La valeur moyenne

$$\overline{\gamma_h} = \frac{21.1 + 21 + 20.2 + 21.8 + 17.6 + 21.4 + 21.2 + 21.5}{8}$$

$$\overline{\gamma_h} = 20.725$$

L'écart type

$$\lambda = 0.159$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\overline{\gamma_h}} = \frac{0.159}{20.725} = 0.07 = 7\%$$

$C_v < 10\%$ le couche de sol nés pas homogène on prendre la valeur moyenne

$$\gamma_h = 20.725 \text{ KN/m}^3$$

- La masse volumique sèche $\overline{\gamma_d}$

La valeur moyenne

$$\overline{\gamma_d} = \frac{21.1 + 21 + 20.2 + 21.8 + 17.6 + 21.4 + 21.2 + 21.5}{8}$$

$$\overline{\gamma_d} = 17.625$$

L'écart type

$$\lambda = 0.123$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\overline{\gamma_d}} = \frac{0.123}{17.625} = 0.07 = 7\%$$

$C_V < 10\%$ la couche de sol n'est pas homogène on prend la valeur moyenne $\gamma_d = 17.625 \text{ KN/m}^3$

➤ Degré de saturation S_r

La valeur moyenne

$$S_{\bar{r}} = \sum_{i=1}^n \frac{S_r}{n}$$

$$S_{\bar{r}} = \frac{92 + 94 + 98 + 100 + 93 + 85 + 100}{7} = 94.57$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (S_r - S_{\bar{r}})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 5.53$$

Le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{S_{\bar{r}}} = 0.056 = 5.6\%$$

$C_V < 10\%$ La couche est homogène alors on prend la valeur moyenne de degré de saturation

$$S_r = 94.57\%$$

➤ Teneur en eau ω

La valeur moyenne

$$\bar{\omega} = \sum_{i=1}^n \frac{\omega_i}{n}$$

$$\bar{\omega} = \frac{17 + 18 + 24 + 17 + 15 + 16 + 14 + 18}{8} = 17.375$$

L'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\omega_i - \bar{\omega})^2}{n - 1}}$$

$$\lambda = 3.02$$

Le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\bar{\omega}} = 0.173 = 17.3\%$$

$C_v < 10\%$ La couche est homogène alors on prendre la valeur le plus de favorable $\omega = 24\%$

3 les coups lithologiques

➤ **Sondage carotte SC01**

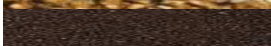
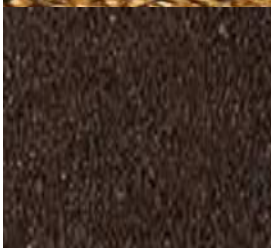
Prof.	Litho.	description	Nivo. Eau
00.00		Terre végétale	
06.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
12.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
18.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
24.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
30.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
36.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
42.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
48.00			
54.00			

Figure 1 : coup lithologique du sondage carotte SC01

➤ **Sondage carotte SC02**

Prof.	Litho.	description	Nivo. Eau
00.00		Terre végétale	
06.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
12.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
18.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
24.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
30.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
36.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
42.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
48.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
54.00			

Figure 2 : coup lithologique du sondage carotte SC02

➤ **Sondage carotte SC03**

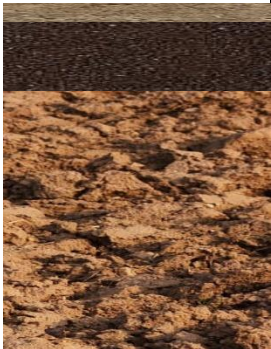
Prof.	Litho.	description	Nivo. Eau
00.00		Terre végétale	
06.00		Argile limoneuse carbonaté (marron)	
12.00		Argile limoneuse graveleuse	
18.00			
24.00			
30.00		Alluvion dans une matrice sableuse argileuse	
36.00			
42.00			
48.00			
54.00			

Figure 3 : coup lithologique du sondage carotte SC03

Profondeur	Lithologie	description	Nivo. Eau
00.00		Terre végétale	0m
06.00		Argile limoneuse	
12.00		Argile marneuse	
18.00			
24.00		Marne	
30.00			
36.00			
42.00			
48.00			
54.00			

Figure 4 : La coupe lithologique finale

ANNEXE 3

1 Choix type fondation superficielle

Capacité portant à Partir de l'essai pénétromètre dynamique lourd :

➤ **Calcule de la contrainte admissible du sol :**

Essai PDL(1) :

$$q_d = \frac{50 + 50 + 75 + 77 + 110 + 80 + 130 + 135 + 310}{9}$$

$$q_d = 113 \text{ bar}$$

$$q_d^e = \frac{50 + 50 + 75 + 77 + 110 + 80 + 113 + 113 + 113}{9} = 86.77 \approx 87 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = \frac{87}{20} = 4.35 \text{ bar}$$

Essai PDL (2) :

$$q_d = \frac{50 + 50 + 85 + 80 + 70 + 105 + 70 + 130 + 320}{9}$$

$$q_d = 106.66 \text{ bar} \approx 107 \text{ bar}$$

$$q_d^e = \frac{50 + 50 + 85 + 80 + 70 + 105 + 70 + 107 + 107}{9} = 80.44 \approx 81 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = \frac{81}{20} = 4.05 \text{ bar}$$

Essai PDL (3) :

$$q_d = \frac{75 + 40 + 50 + 130 + 90 + 85 + 105 + 140 + 300}{9}$$

$$q_d = 112.77 \approx 113 \text{ bar}$$

$$q_d^e = \frac{75 + 40 + 50 + 113 + 90 + 85 + 105 + 113 + 113}{9} = 87.1 \approx 88 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = \frac{88}{20} = 4.4 \text{ bar}$$

Essai PDL (4) :

$$q_d = \frac{80 + 40 + 50 + 130 + 90 + 85 + 110 + 140 + 300}{9}$$

$$q_d = 113.88 \approx 114 \text{ bar}$$

$$q_d^e = \frac{80 + 40 + 50 + 114 + 90 + 85 + 110 + 114 + 114}{9} = 88.55 \approx 89 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = \frac{89}{20} = 4.45 \text{ bar}$$

❖ Pour D=30

○ Essai pressiometrique pmt1

➤ Calcule l'effort limite en point Q_p

Tableaux : Récapitulation des résultats pressiometrique

Z(m)	32.5	33	34.3
$P_l^*(kPa)$	45.448	44.195	45.195

$$P_0(Z) = U(Z) + K_0 \sigma v'(Z)$$

(Ko=1 pour les argiles)

- La pression pressiometrique limite équivalent pl_e^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1.8} \left[\frac{4544.8 + 4519.5}{2} * 0.5 + \frac{4519.5 + 4519.5}{2} * 1.3 \right]$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.8} [81.41]$$

$$P_{le}^* = 4523 \text{ KPa}$$

- La résistance en point

$$q_l = K_p * P_{le}^*$$

La valeur de la pression limite dans la zone utile sont sur pieu a >2500 KPa donc le sol est classe dans la catégorie C :c'est une argile.

Tableau 3.1 (argile catégorie c « ne refoulent pas le sol »)

Donc $K_p=1.3$

$$q_l = 1.3 * 4523 = 5879.9 \text{ KPa}$$

➤ L'effort limit Q_p on point

$$Q_p = S * q_l = \frac{\pi B^2}{4} * q_l$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} * 5879.9 = 6646.63 \text{ Kpa}$$

- Calculi de L'effort limit de Frottement latérale Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

D'après les résultat de l'essai pressiométrique (les valeur de P_l) montre que notre sol et composer de deux catégorie.

La première catégorie de 16 m d'épaisseur et (P_l) comprise entre 1200kPa et 2000 kPa, le sol argileux appartenant à la catégorie B (Tableau 5.2). Donc, il y a deux courbes possibles : Q_1 et Q_2 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

Pour une profondeur supérieure à 16 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500 kPa (Tableau 5.2), le sol argileux appartenant à la catégorie C. Donc, il y a deux courbes possibles : Q_2 et Q_3 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_2

- courbe q_s de Q_1 a Q_4

$$q_s = \begin{cases} 0.04 \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \left(2 - \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04 & \text{si } P_l > 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau : sécurité de calculi de la resistance au Frottement latérale

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
P_l (kPa)	1379	1642.3	1314.6	1202	1355.3	1564.3	1633	1876.3	1874.5	2307.3	2820	2967
q_s (kPa)	39.37	40	39.38	38.42	39.62	40	40	40	40	40	80	80
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30			
P_l (kPa)	3245.3	3413	3690	3850	5664	7100	7170.6	5827	5227			
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80	80	80			

- ✓ L'effort Q_s se frottement lateral limite

$$Q_s = \pi * 1.2 \int_0^{45} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 6880 \text{ KN}$$

- Calcule de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 6646.63 + 6880$$

$$Q_l = 13526.63 \text{ KN}$$

- Calcule de la charge de Fluage Q_c

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.77Q_s$$

$$Q_c = 0.5(6646.63) + 0.77(6880)$$

$$Q_c = 8139.3 \text{ KN}$$

➤ Calcule de la hauteur encastrement équivalent

A la fin de calculi on verifie le comportement de pieux , on calculi D_e

Tableau: Récapitule résultat pressiometre

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30
$P_l^*(kPa)$	1323	1556	1196	1054	1173	1349	1535	3185	331	5095	6544	6537	5160	4532

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l * (z) dz$$

$$D_e = \frac{84756.75}{4523}$$

$$D_e = 18.73 \text{ m}$$

$$D_e/B = 15.61 > (5)1.2 \rightarrow 6 \text{ m}$$

✓ Le comportement de la foundation Est bien celui d'une foundation profonde

Tableau : Récapitule résultat des essais pressiometre

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT01	6646.63	6880	13526.63	8139.3

Calcule nombre de pieux

Radier 01

○ Essai pressiometrique 01

$$\text{ELU: } \text{fundamental} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_L}{1.4}} = \frac{1114177}{\frac{13526.63}{1.4}} = 115.3 \approx \mathbf{116 \text{ pieux}}$$

$$\text{ELS: } \text{Quasi-permanents} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{782500}{\frac{8139.3}{1.1}} = 105.75 \approx \mathbf{106 \text{ pieux}}$$

Tableau : Influence du choix de la largeur B a les nombres du pieux

Largeur de pieux (B)	Nombre des pieux
1.2	116
1	151
0.8	207

❖ Pour D=20

• Zu=[22.5,24.3]

○ Essai pressiometrique pmt1

➤ Calcule l'effort limite en point Q_p

Tableaux : Récapitulation des résultats pressiometrique

Z(m)	22.5	54	24.3
$P_l^*(kPa)$	29.58	32.98	33.028

$$P_0(Z) = U(Z) + K_0 \sigma v'(Z)$$

(Ko=1 pour les argiles)

- La pression pressiometrique limite équivalent pl_e^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1.8} \left[\frac{29.583 + 32.98}{2} * 1.5 + \frac{32.98 + 33.028}{2} * 0.3 \right]$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.8} [46.922 + 9.901]$$

$$P_{le}^* = 3156.8 \text{ kPa}$$

- La résistance en point

$$ql = K_p * P_{le}^*$$

La valeur de la pression limite dans la zone utile sont sur pieu a >2500 KPa donc le sol est classe dans la catégorie C :c'est une argile.

Tableau 4.4 (argile catégorie c « ne refoulent pas le sol »)

Donc $K_p=1.3$

$$q_l = 1.3 \times 3156.8 = 4103.9 \text{ kPa}$$

➤ L'effort limit Q_p on point

$$Q_p = S \cdot q_l = \frac{\pi B^2}{4} \cdot q_l$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} \cdot 4103.9 = 4639 \text{ KN}$$

➤ Calculi de L'effort limit de Frottement latérale Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

D'après les résultat de l'essai pressiometrique (les valeur de P_l) montre que notre sol est composé de deux catégories.

La première catégorie de 16 m d'épaisseur et (P_l) comprise entre 1200 kPa et 2000 kPa, le sol argileux appartenant à la catégorie B (Tableau 5.2). Donc, il y a deux courbes possibles : Q_1 et Q_2 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

Pour une profondeur supérieure à 16 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500 kPa (Tableau 5.2), le sol argileux appartenant à la catégorie C. Donc, il y a deux courbes possibles : Q_2 et Q_3 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_2

- courbe q_s de Q_1 à Q_4

$$q_s = \begin{cases} 0.04 \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \left(2 - \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04 & \text{si } P_l > 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau : sécurité de calculi de la résistance au Frottement latérale

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
P_l (kPa)	1379	1642.3	1314.6	1202	1355.3	1564.3	1633	1876.3	1874.5	2307.3	2820	2967
q_s (kPa)	39.37	40	39.38	38.42	39.62	40	40	40	40	40	80	80
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30			
P_l (kPa)	3245.3	3413	3690	3850	5664	7100	7170.6	5827	5227			
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80	80	80			

✓ L'effort Q_s se frottement lateral limite

$$Q_s = \pi \cdot 1.2 \int_0^{45} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 5404.67 \text{ KN}$$

- Calcule de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 10343.67 \text{ KN}$$

- Calcule de la charge de Fluage Q_c

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.77Q_s$$

$$Q_c = 6312.769 \text{ KN}$$

Tableau : Récapitule résultat des essais pressiometre

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT01	4639	5404.67	10343.67	6312.769

Calcule nombre de pieux

Radier 01

- Essai pressiometrique 01

$$\text{ELU: } \textit{fundamental} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = \frac{1114177}{\frac{10343.67}{1.4}} = 150.8 \approx 151 \text{ pieux}$$

$$\text{ELS: } \textit{Quasi-permanents} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{782500}{\frac{6312.769}{1.1}} = 136.3 \approx 137 \text{ pieux}$$

Tableau : Influence du choix de la largeur B a les nombres du pieux

Largeur de pieux (B)	Nombre des pieux
1.2	151
1	196
0.8	266

❖ Pour D=25

- $Z_u = [27.5, 29.3]$

- Essai pressiometrique pmt1

- Calcule l'effort limite en point Q_p

Tableaux : Récapitulation des résultats pressiometrique

Z(m)	27	27.5	29	29.3
$P_l^* (kPa)$	33.218	33.218	33.218	33.218

$$P_0(Z) = U(Z) + K_0 \sigma v'(Z)$$

(Ko=1 pour les argiles)

- La pression pressiometrique limite équivalent pl_e^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1.8} \left[\frac{33.218 + 33.218}{2} * 1.5 + \frac{33.218 + 33.218}{2} * 0.3 \right]$$

$$P_{le}^* = 3321.8 \text{ kPa}$$

- La résistance en point

$$q_l = K_p * P_{le}^*$$

La valeur de la pression limite dans la zone utile sont sur pieu a >2500 KPa donc le sol est classe dans la catégorie C :c'est une argile.

Tableau 4.4 (argile catégorie c « ne refoulent pas le sol »)

Donc $K_p = 1.3$

$$q_l = 1.3 * 3321.8 = 4318.34 \text{ KPa}$$

- L'effort limit Q_p on point

$$Q_p = S * q_l = \frac{\pi B^2}{4} * q_l$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} * 4318.34 = 4881.45 \text{ KN}$$

- Calculi de L'effort limit de Frottement latérale Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

D'apres les résultat de l'essai pressiometrique (les valeur de P_l) montre que notre sol et composer de deux catégorie.

La première catégorie de 16 m d'épaisseur et (P_l) comprise entre 1200kPa et 2000 kPa, le sol argileux appartenant à la catégorie B (Tableau 5.2). Donc, il y a deux courbes possibles : Q_1 et Q_2 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

Pour une profondeur supérieure à 16 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500 kPa (Tableau 5.2), le sol argileux appartenant à la catégorie C. Donc, il y a deux courbes possibles : Q_2 et

Q_3 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_2

- courbe q_s de Q_1 à Q_4

$$q_s = \begin{cases} 0.04 \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \left(2 - \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04 & \text{si } P_l > 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau : sécurité de calcul de la résistance au frottement latérale

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
P_l (kPa)	1379	1642.3	1314.6	1202	1355.3	1564.3	1633	1876.3	1874.5	2307.3	2820	2967
q_s (kPa)	39.37	40	39.38	38.42	39.62	40	40	40	40	40	80	80
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30			
P_l (kPa)	3245.3	3413	3690	3850	5664	7100	7170.6	5827	5227			
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80	80	80			

✓ L'effort Q_s se frottement latéral limite

$$Q_s = \pi * 1.2 \int_0^{4.5} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 8417.63 \text{ KN}$$

➤ Calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 13299 \text{ KN}$$

➤ Calcul de la charge de fluage Q_c

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.77Q_s$$

$$Q_c = 8333 \text{ KN}$$

Tableau : Récapitulat résultat des essais pressiomètre

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT01	4881.45	8417.63	13299	8333

Calcul nombre de pieux

Radier 01

- Essai pressiométrique 01

$$\text{ELU: } \text{fundamental} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_L}{1.4}} = \frac{1114177}{\frac{13299}{1.4}} = 118 \text{pieux}$$

$$\text{ELS: } \text{Quasi-permanents} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_C}{1.1}} = \frac{782500}{\frac{8333}{1.1}} = 103.29 = 104 \text{pieux}$$

Tableau : Influence du choix de la largeur B a les nombres du pieux

Largeur de pieux (B)	Nombre des pieux
1.2	118
1	150
0.8	200

❖ Pour D=35

- Zu=[37.5,39.5]

- Essai pressiometrique pmt1

➤ Calcule l'effort limite en point Q_p

$$P_0(Z) = U(Z) + K_0 \sigma v'(Z)$$

(Ko=1 pour les argiles)

- La pression pressiometrique limite équivalent pl_e^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1.8} \left[\frac{44.758 + 44.515}{2} * 1.5 + \frac{44.515 + 44.393}{2} * 0.3 \right]$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.8} [66.95 + 13.33]$$

$$P_{le}^* = 4460 \text{kPa}$$

- La résistance en point

$$ql = K_p * P_{le}^*$$

La valeur de la pression limite dans la zone utile sont sur pieu a >2500 KPa donc le sol est classe dans la catégorie C :c'est une argile.

Tableau 4.1 (argile catégorie c « ne refoulent pas le sol »)

Donc $K_p=1.3$

$$q_l = 1.3 \cdot 4460 = 5798 \text{ KPa}$$

➤ L'effort limit Q_p on point

$$Q_p = S \cdot q_l = \frac{\pi B^2}{4} \cdot q_l$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} \cdot 5798 = 7537.4 \text{ kPa}$$

➤ Calculi de L'effort limit de Frottement latérale Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

D'après les résultat de l'essai pressiometrique (les valeur de P_l) montre que notre sol est composé de deux catégories.

La première catégorie de 16 m d'épaisseur et (P_l) comprise entre 1200 kPa et 2000 kPa, le sol argileux appartenant à la catégorie B (Tableau 5.2). Donc, il y a deux courbes possibles : Q_1 et Q_2 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

Pour une profondeur supérieure à 16 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500 kPa (Tableau 5.2), le sol argileux appartenant à la catégorie C. Donc, il y a deux courbes possibles : Q_2 et Q_3 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_2

- courbe q_s de Q_1 à Q_4

$$q_s = \begin{cases} 0.04 \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \left(2 - \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04 & \text{si } P_l > 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau : sécurité de calculi de la résistance au Frottement latérale

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
P_l (kPa)	1379	1642.3	1314.6	1202	1355.3	1564.3	1633	1876.3	1874.5	2307.3	2820	2967
q_s (kPa)	39.37	40	39.38	38.42	39.62	40	40	40	40	40	80	80
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30			
P_l (kPa)	3245.3	3413	3690	3850	5664	7100	7170.6	5827	5227			
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80	80	80			

✓ L'effort Q_s se frottement lateral limite

$$Q_s = \pi \cdot 1.2 \int_0^{45} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 10226.27 \text{ KN}$$

- Calcule de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 17763.67 \text{ KN}$$

- Calcule de la charge de Fluage Q_c

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.77Q_s$$

$$Q_c = 10927.08 \text{ KN}$$

Tableau : Récapitule résultat des essais pressiometre

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT01	7537.4	10226.27	17763.67	10927.08

Calcule nombre de pieux

Radier 01

- Essai pressiometrique 01

$$\text{ELU: } \textit{fundamental} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = \frac{1114177}{\frac{17763.67}{1.4}} = 88 \text{ pieux}$$

$$\text{ELS: } \textit{Quasi-permanents} \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{782500}{\frac{10927.08}{1.1}} = 78 \approx 79 \text{ pieux}$$

Tableau : Influence du choix de la largeur B a les nombres du pieux

Largeur de pieux (B)	Nombre des pieux
1.2	88
1	120
0.8	160

❖ D=45

- Essai pressiometrique pmt1 :

- Calcule l'effort limite en point Q_p :

Tableaux : Récapitulation des résultats pressiometrique

Z(m)	46.5	47.5	48	49.3
P_l (kPa)	5376	5386	5391	5391
P_0 (kPa)	999.7	1021	1032	1032
P_l^* (kPa)	4376.3	4365	4360	4360

$$P_0(Z) = U(Z) + K_0 \sigma v'(Z)$$

(Ko=1 pour les argiles)

- La pression pressiometrique limite équivalent pl_e^* :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0+1.8} \left[\frac{4365+4360}{2} * 0.5 + \frac{4360+4360}{2} * 1.3 \right]$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.8} [78.492]$$

$$P_{le}^* 4360.66 \text{ kPa}$$

- La résistance en point

$$q_l = K_p P_{le}^*$$

- ❖ La valeur de la pression limite dans la zone utile sont sur pieu a >2500 KPa dans le sol est classe dans la catégorie **C** : c'est une argile.

→ Tableau 4.1 (argile catégorie c « ne refoulent pas le sol »)

- Donc $K_p=1.3$

$$q_l = 1.3 * 4360.66 = 56668.85 \text{ kPa}$$

➤ L'effort limit Q_p on point :

$$Q_p = S * q_l = \frac{\pi B^2}{4} * q_l$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} * 5668.85 = 6411.32 \text{ kPa}$$

➤ Calculi de L'effort limit de Frottement latérale Q_s :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

D'apres les résultat de l'essai pressiometrique les valeur de (P_l) montre que notre sol et composer de deux catégorie.

La première catégorie de 16 m d'épaisseur et (P_l) comprise entre 1200kPa et 2000 kPa, le sol appartenant à la catégorie B (Tableau 5.2). Donc, il y a deux courbes possibles : Q_1 et Q_2 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

Pour une profondeur supérieure à 16 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500 kPa (Tableau 5.2), appartenant à la catégorie C. Donc, il y a deux courbes possibles : Q_2 et Q_3 . Nous choisissons les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_2

courbe q_s de Q_1 à Q_4 :

$$q_s = \begin{cases} 0.04 \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \left(2 - \frac{P_l(z)}{1 + 0.5n} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04 & \text{si } P_l > 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau : sécurité de calcul de la résistance au frottement latérale

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
P_l (kPa)	1379	1642.3	1314.6	1202	1355.3	1564.3	1633	1876.3	1874.5	2307.3	2820	2967
q_s (kPa)	39.37	40	39.38	38.42	39.62	40	40	40	40	40	80	80
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30	31.5	33	34.5
P_l (kPa)	3245.3	3413	3690	3850	5664	7100	7170.6	5827	5227	6193	5731	5676
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
Z(m)	36	73.5	39	40.5	42	43.5	45					
P_l (kPa)	5487	5290	5312	5327	5350	5369	5383					
q_s (kPa)	80	80	80	80	80	80	80					

✓ L'effort Q_s se frottement latéral limite :

$$Q_s = \pi * 1.2 \int_0^{45} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 11401.7 \text{ KN}$$

➤ Calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 6411.32 + 11401.7$$

$$Q_l = 17813 \text{ KN}$$

➤ Calcul de la charge de fluage Q_c :

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.77 Q_s$$

$$Q_c = 0.5(6411.32) + 0.77(11401.7)$$

$$Q_c = 11186.85 \text{ KN}$$

➤ Calcul de la hauteur encastrement équivalent :

A la fin de calcul on vérifie le comportement de pieux, on calcule D_e

Tableau: Récapitule résultat pressiometre

Z(m)	0	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5	18	19.5
P_l^* (kPa)	1323	1556	1196	1054	1173	1349	1535	1597	1568	1963	2443	2563	2804	2945
Z(m)	21	22.5	24	25.5	27	28.5	30	31.5	33	34.5	36	37.5	39	40.5
P_l^* (kPa)	3185	3310	5095	6544	6537	5160	4532	5462	4968	4480	4463	4445	4420	4400
Z(m)	42	43.5	45											
P_l^* (kPa)	4389	4360	4350											

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$$

$$D_e = \frac{157771.5}{4360}$$

$$D_e = 36.18\text{m}$$

$$D_e/B = 30.15 > (5)1.2 \rightarrow 6\text{m}$$

❖ Le comportement de la foundation Est bien celui d'une foundation profonde

Tableau: Récapitule résultat des essais pressiometre

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT01	6411.32	11401.7	17813	11186.85
PMT02	6536.8	11185.308	17722.108	1098.11
PMT03	6798	11053.61	17851.61	11136.52

Calcule nombre de pieux

Tableau : Combinaison de charge

		Les charge applique par un radier (40m*40m)(KN)
ELU	$1.35g+1.3d+0.9w+1.05Q$ fundamental	1114177
ELS	$G+0.8D+0.3Q$ Quasi-permanents	782500

Radier01:

➤ Essai pressiometrique 01:

$$\text{ELU: } fundamental \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_L}{1.4}} = \frac{\frac{1114177}{1.4}}{\frac{17813}{1.4}} = 87.56 \approx \mathbf{88pieux}$$

$$\text{ELS: } Quasi-permanents \rightarrow \frac{Q}{\frac{Q_C}{1.1}} = \frac{\frac{782500}{1.1}}{\frac{11186.85}{1.1}} = 76.94 \approx \mathbf{77pieux}$$

Tableau : Récapitulation des nombres de pieux

	ELU	ELS
N° d 'essais	<i>Fundamental</i>	Quasi-permanent
PMT 01	88	77
PMT 02	88	78
PMT 03	88	78

Tableau : Influence du choix de la largeur B a les nombres du pieux

Largeur de pieux (B)	Nombre des pieux
1.2	88
1	112
0.8	150

ANNEXE 4

5.7.1. Modélisation du sol

Material sets

Show other sources

Project materials

Set type
Soil and interfaces

Group order
None

argile limoneuse

argile marneuse

marne

New...
Edit...
SoilTest
Copy
Delete

OK

Soil - Mohr-Coulomb - argile limoneuse

General
Mechanical
Groundwater
Interfaces
Initial

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		argile limoneuse
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 161, 226, 232
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	18,4000
γ_{sat}	kN/m ³	21,5300
Void ratio		
e_{init}		0,500000
n_{init}		0,333333
Rayleigh damping		
Input method		SDOF equivalent
Rayleigh α		0,00000
Rayleigh β		0,00000
ξ_1	%	0,00000
ξ_2	%	0,00000
f_1	Hz	0,100000
f_2	Hz	1,00000

Soil - Mohr-Coulomb - argile marneuse

General
Mechanical
Groundwater
Interfaces
Initial

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		argile marneuse
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 134, 234, 162
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	18,4800
γ_{sat}	kN/m ³	21,1300
Void ratio		
e_{init}		0,500000
n_{init}		0,333333
Rayleigh damping		
Input method		SDOF equivalent
Rayleigh α		0,00000
Rayleigh β		0,00000
ξ_1	%	0,00000
ξ_2	%	0,00000
f_1	Hz	0,100000
f_2	Hz	1,00000

Soil - Mohr-Coulomb - marne

General
Mechanical
Groundwater
Interfaces
Initial

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		marne
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 236, 232, 156
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	17,6250
γ_{sat}	kN/m ³	20,7200
Void ratio		
e_{init}		0,500000
n_{init}		0,333333
Rayleigh damping		
Input method		SDOF equivalent
Rayleigh α		0,00000
Rayleigh β		0,00000
ξ_1	%	0,00000
ξ_2	%	0,00000
f_1	Hz	0,100000
f_2	Hz	1,00000

Figure 5.11 : introduction des paramètres physiques

Soil - Mohr-Coulomb - argile limoneuse

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ref}	kN/m ²	19279,9
ν (nu)		0,330000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	7248,09
E_{oed}	kN/m ²	28566,0
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Wave velocities		
V_s	m/s	62,1638
V_p	m/s	123,410
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	37,0000
ϕ' (phi)	°	19,0000
ψ (psi)	°	0,00000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Tension		
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kN/m ²	0,00000

Soil - Mohr-Coulomb - argile marneuse

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ref}	kN/m ²	27148,9
ν (nu)		0,330000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	10206,3
E_{oed}	kN/m ²	40225,0
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Wave velocities		
V_s	m/s	73,6069
V_p	m/s	146,127
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	35,0000
ϕ' (phi)	°	18,0000
ψ (psi)	°	0,00000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Tension		
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kN/m ²	0,00000

Soil - Mohr-Coulomb - marne

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ref}	kN/m ²	64997,3
ν (nu)		0,330000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	24435,1
E_{oed}	kN/m ²	96303,0
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Wave velocities		
V_s	m/s	116,621
V_p	m/s	231,521
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	64,0000
ϕ' (phi)	°	17,0000
ψ (psi)	°	0,00000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,00000
z_{ref}	m	0,00000
Tension		

Figure 5.12 : introduction des paramètres mécaniques

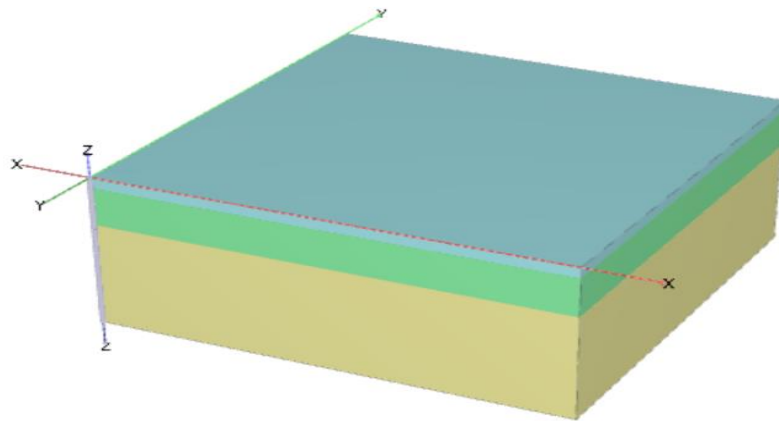


Figure 5.13 : modélisation du sol

5.7.2 Géométrie de groupe de pieux et du radier

Plate - Radier

General Mechanical

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Radier
Material type		Elastic
Colour		RGB 0, 0, 255
Comments		
Unit weights		
γ	kN/m ³	25,0000
Rayleigh damping		
Input method		SDOF equivalent
Rayleigh α		0,00000
Rayleigh β		0,00000
ξ_1	%	0,00000
ξ_2	%	0,00000
f_1	Hz	0,100000
f_2	Hz	1,00000
Advanced		
Prevent punching		☐

Plate - Radier

General Mechanical

Property	Unit	Value
Properties		
Isotropic		☒
Stiffness		
E_1	kN/m ²	32,0000E6
E_2	kN/m ²	32,0000E6
ν_{12}		0,200000
d	m	1,50000
G_{12}	kN/m ²	13,3333E6
G_{13}	kN/m ²	13,3333E6
G_{23}	kN/m ²	13,3333E6

Figure 5.14 : propriétés du radier

Embedded beam - PIEU		
General Mechanical		
Property	Unit	Value
Material set		
Identification		PIEU
Material type		Elastic
Colour		RGB 199, 82, 143
Comments		
Unit weights		
γ	kN/m ³	25,0000
Rayleigh damping		
Input method		SDOF equivalent
Rayleigh α		0,00000
Rayleigh β		0,00000
ξ_1	%	0,00000
ξ_2	%	0,00000
f_1	Hz	0,100000
f_2	Hz	1,00000

Embedded beam - PIEU		
General Mechanical		
Property	Unit	Value
Properties		
Cross section type		Predefined
Predefined cross section type		Solid circular beam
Diameter	m	1,20000
A	m ²	1,13097
I_2	m ⁴	0,101788
I_3	m ⁴	0,101788
Stiffness		
E	kN/m ²	32,0000E6
Axial skin resistance		
Axial skin resistance		Layer dependent
T_{max}	kN/m	1000,00
Base resistance		
F_{max}	kN	10000,0

Figure 5.15 : propriétés des pieux

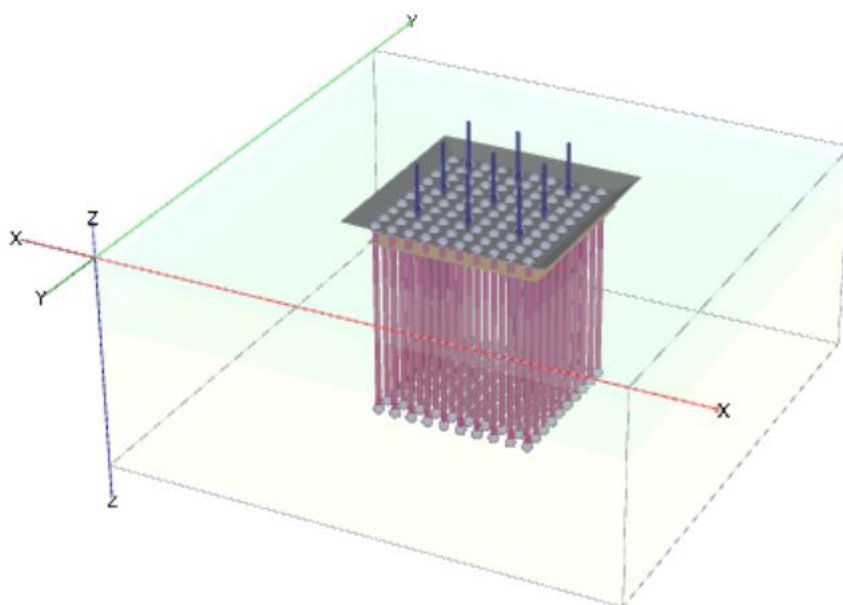


Figure 5.16 :modélisation du système radier-pieux

5.7.3 Génération du maillage

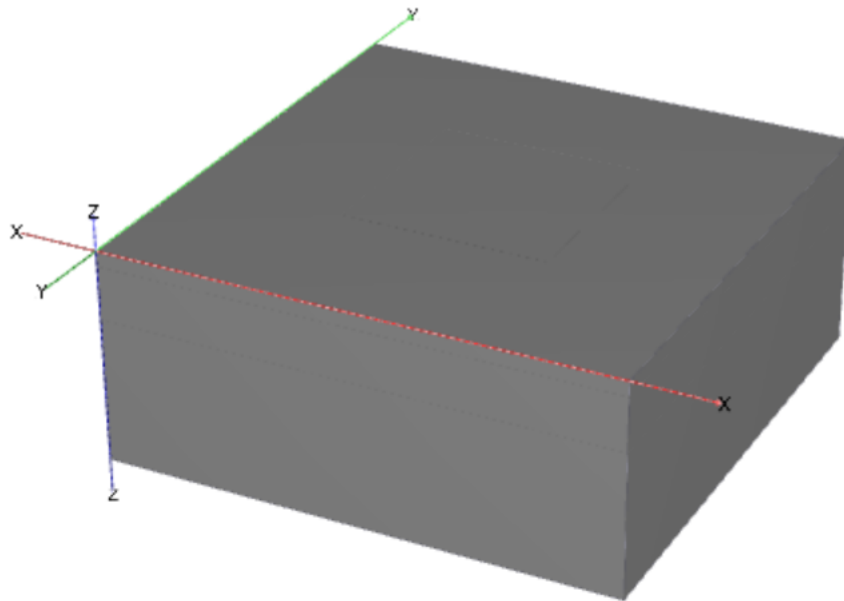


Figure 5.17 : génération du maillage

5.7.4 Exécution des Calculs

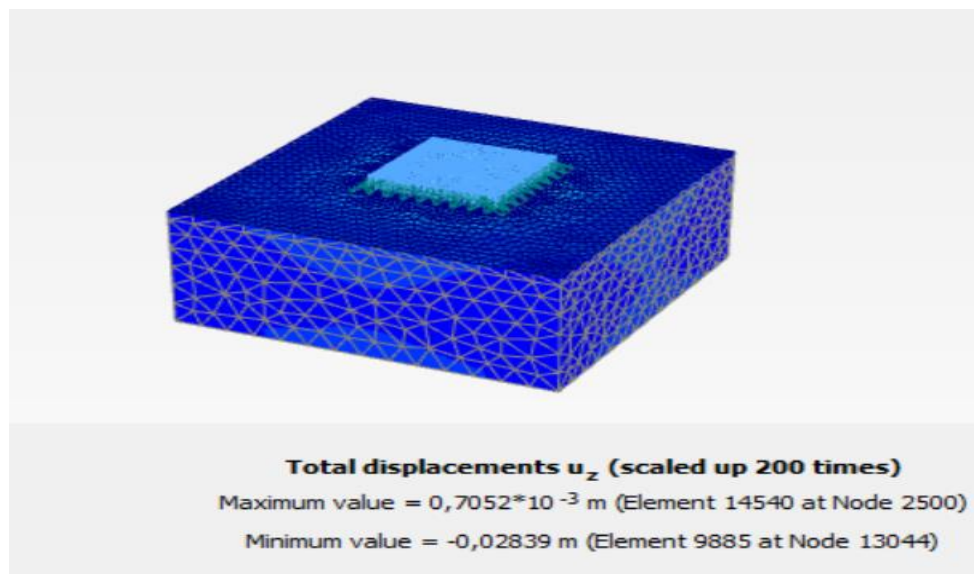


Figure 5.18 : calcul du projet

1. Déplacements du radier en présence des pieux

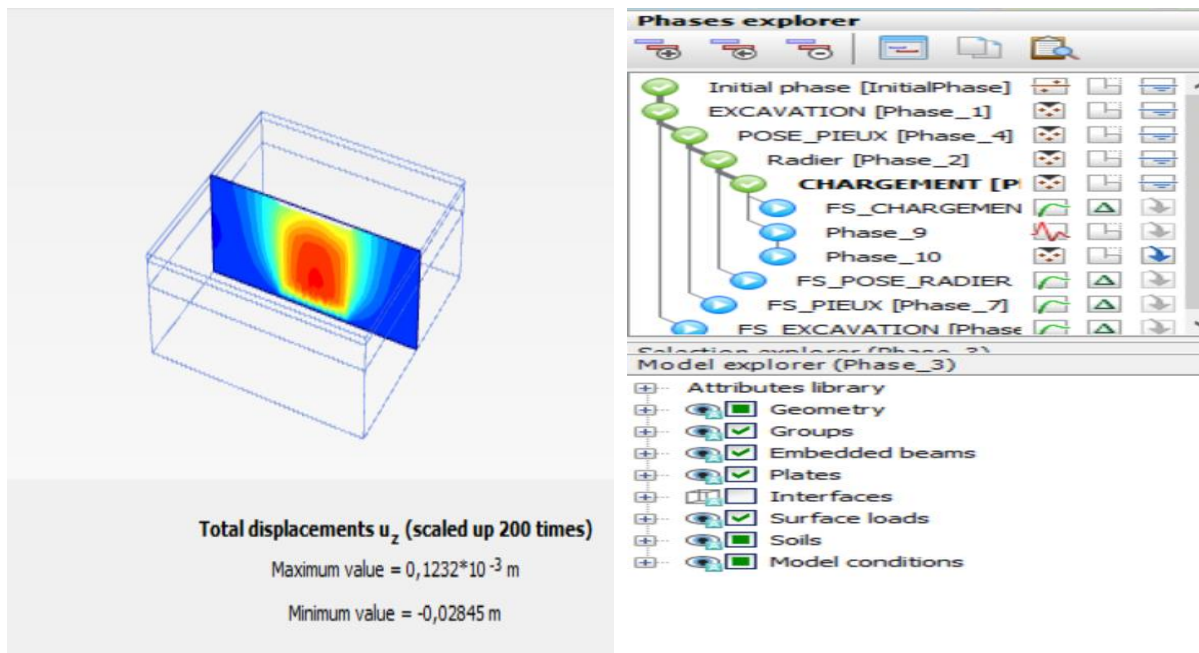


Figure 5.19 : Tassement du radier en présence des pieux

2. Déformation du radier en absence des pieux

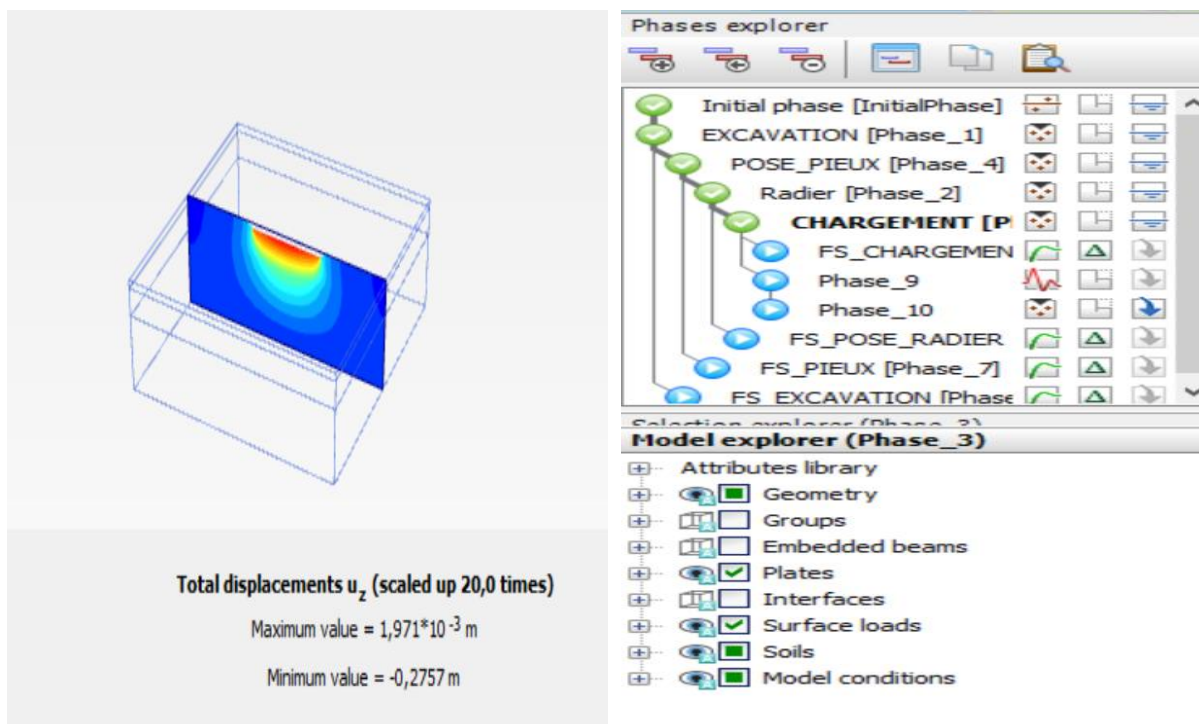


Figure 5.20 : Tassement du radier en absence des pieux