REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

ANALYSE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DE DIMENSIONNEMENT GEOTECHNIQUE DE PIEUX SOUS CHARGE AXIALE. APPLICATION A AL MEGA PILE SUD DU STADE DE BARAKI.

Présenté par

1. SOUMATI IMANE

2. BOURAHLA SIDAHMED

3. BENHAMOU MED ABDEMOUNAIM

Proposé et Dirigé par

ENS : KHIATINE MOHAMED

Promotion 2019

REMERCIMENT

Ce n'est pas qu'il est difficile de remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail, mais il faut avouer que les formules sont nombreuses et que le choix des bons mots a été toujours difficile. Entre vifs, sincères, profonds et nous passons les obscures subtilités de la langue française, le choix de la formule de remerciements est difficile.

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous avoir donné le courage et l'optimisme de finir ce travail, et sincèrement remercier ceux qui ont accepté de juger ce travail. , pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous tenons tout particulièrement à remercier notre encadreur, Monsieur KHIATINE, Maître conférence au département génie civil de l'université de Médéa, qui a fait tout son possible pour nous aider. Pour avoir su nous guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité.

Nous remercions parallèlement l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation, et nous souhaitons le bon courage à toute la promo 2018-2019 du génie civil.

En fin, nos remerciements à nos amis du département de génie civil, spécialement à la section masters géotechnique, et toutes les personnes qui ont contribué de prés ou loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui m'ont aidé, encouragé, soutenu, et guidé vers la voie de la réussite.

J'ai toujours besoin de leurs prières, que Dieu vous protège.

Ma chère grand-mère et mon grand-père.

Mes chers frères et chères sœurs.

Toute ma famille.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce travail.

A tous mes amis …

BOURAHLA SIdahmed.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de ma mère .
Mon chère père .
Mes chers frères et chères sœurs.
Mes oncles et tantes
Toute ma famille.
Mes chers parents qui m'ont aidé, encouragé, soutenu, et guidé vers la voie de la réussite. Je vous aime très fort, que Dieu vous protège.
A tous mes amis (es) de département génie civil, université de Médéa, et surtout à Ceux de « Géotechnique » promotion (2018/ 2019).

SOUMATI Iman

. Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes parentes, mes chères frères et sœurs.

A ma famille.

A mon cousin et frères

A mes amis, mes proches et à toute personne ayant collaborée à ce travail.

Benhamou Med Abdelmounaim

ملخـــــص

إن الدراسات العالمية حول الأوتاد، الثرية بطرق الحساب، تترك المستعمل المبتدئ تائه في الاختيار من بين كل الطرق المختلفة، زيادة على نتائج الحسابات المتباينة بينهن. وتتبين ذلك جليا عند المقارنة مع تجربة اختبار التحميل للأوتاد بمعطيات وأرقام حقيقية في الورشة.

في حالة وجود نتائج متباعدة ومشكك فيها عند القيام بحساب أولي لقدرة تحمل الأوتاد ونسبة رصها، وفي حدود التكلفة المخصصة للمشروع، فإن المهندس ملزم بالقيام بتجربة التحميل السكوني لوتد حقيقي,للتحقق من الدراسات الأولية ومقارنتها بالملاحظات الموجودة في موقعة التجربة.

يمكنا القول أن المقارنة بين الطرق الرائجة في حساب أبعاد الأوتاد مع اتخاذ اختبار التحميل السكوني كمرجع في المقارنة، تعطينا نتائج جد إيجابية حول هذا المشكل، ومن خلالها يمكننا أن نرتب هذه الطرق المستعملة في الجزائر على حسب قدرة التحمل المطروحة مسبقا.

تناول هذه الأطروحة موضوعا مهما خاصة للمتعاملين في مجال البناء في الجزائر من مهندسين وتقنيين خاصة في مجال الأشغال العمومية، نظرا للتطور الملاحظ في الأشغال والبني التحتية الكبرى تهدف هذه الدراسة لإعطاء لمحة عامة طرق الحساب،تحصيل مجموعة من اختبارات التحميل السكوني المنجزة مسبقا. لتنطلق بعدها دراسة مقارنة مفصلة، وفي الأخير ترتيب هذه الطرق على حسب نسبة توقعها في تحديد قدرة تحميل الأوتاد.

المفاتيح: الوتد, قدرة التحمل, اختبار التحميل ألسكوني, أساليب وطرق الحساب

Résumé

La littérature mondiale des pieux, on dépit de sa richesse on terme de méthodes de calcul, laisse des fois un utilisateur néophyte de ces méthodes perplexe, suite aux prévisions disparates des méthodes de dimensionnement. Une des explications d'une telle divergence réside dans caractère semi-empirique ou empirique de telles méthodes, calées sur observations de comportement de pieux lors des essais de chargement en vraie grandeur dans les chantiers

En cas d'incertitude dans les prévisions de capacité portante et du tassement des fondations sur pieu, et dans la limite du budget alloué à l'étude, une démarche pragmatiques pour l'ingénieur consiste à entreprendre un essai de chargement réel de pieu en vue de vérifier les hypothèses de calcul ou de confronter les calculs aux observations sur site

Il va sans dire que la comparaison entre les méthodes courantes de dimensionnement, avec pour référentiel les constatations sur pieux réels, permet une bonne investigation de cette question et même de classer les méthodes utilisées en Algérie selon leur capacité prédictive

La thèse proposé traite de sous thème si important pour les acteurs de la construction en Algérie, particulièrement suite à l'épanouissement des secteurs des travaux publics par le lancement des grands projets, Elle a pour objectifs de mener une étude bibliographique des méthodes de calcul, d'organiser une basse de données des essais de chargement statique de pieux, déjà disponible, de lancer une étude comparatives détaillée et en fin de classer les méthodes de dimensionnement selon leur pouvoir de prévision

Mots clés : Pieu, capacité portante, essai de chargement, méthode de calcul.

Abstract

In geotechnical literature, there are many methods of design of axial capacity of single pile, make a novice user lost of these methods perplexed, following the disparate estimates of design methods. One explanation of this discrepancy lies in semi-empirical or empirical methods such, sets on observations of behavior during pile load tests in the full-scale projects.

In case of uncertainty in predictions of bearing capacity and settlement of pile foundations, and within the budget allocated to the study, a pragmatic approach to engineering is to undertake a real load test pile to verify the design assumptions and to compare the calculations onsite.

Significant that the comparison between conventional methods of design, with reference to the findings on real piles, makes a good investigation of this question and even to classify the methods used in Algeria according to their predictive capacity.

The thesis deals with proposed sub-theme so important to those involved in construction in Algeria, especially after the development of public works by the launch of major projects, Its objectives to conduct a literature review of calculation methods, to organize data of lower static loading tests of piles, already available, to launch a detailed comparative study and eventually classify the design methods according to their prediction capacity.

Keywords Pile: bearing, capacity, load test, calculation.

LE SOMAIRE

Remerciement.

Dédicace.

Résumé

La liste des tableaux

La liste des figures

Introduction générale ……1

CHAPITRE I : Généralité sur les fondations profonds 3

I.1 Définition des pieux : 3

I.2 Bref historique sur les pieux : 5

I.3Classification des pieux : 6

I.4. Classification des pieux par rapport au type de matériau: 7

I.5 Choix de fondation sur pieux : 16

CHAPITRE II : Méthodes de calcul de la capacit ……..……17

II.1 Introduction 17

II.2 Notions de capacité portante verticale 17

II.3Notion de charge verticale critique 18

II.4 Les methodes de calcul la capacite portante……18

II.4.1 Méthodes basées sur les essais à laboratoire 18

II.4.2Méthodes basées sur les essais in-situ : 21

II.4.2.1.L'essai pressiométrique : 22

II.4.2.2 L'essai pénétromètre statique 27

II.4.2.3 l'essai de pénétromètre dynamique : 31

II.4.2.4 l'essai de pénétromètre standard : 31

II.5 l'essai de chargement statique : 35

II.6 Effet du groupe de pieu sur capacité portante : 39

Conclusion : 40

CHAPITRE III:Bases de données site méga pile (sud stade de beraki)Description de sites de projets ……41

III.1. Introduction : 41

III.2. Description du site et du projet :.....41

III.3.Topographie du site : 43

III.4. Contexte Géologique 43

III.4.1. Géologie régionale : 43

III.4.2. Géologie locale : 44

III.5. Sismicité.....44

III.6. hydroclimatique.....44

III.6.1.Diagramme climatique Alger :.....45

III.7. Les eaux souterraines.....45

III.8. Définition de la compagne de reconnaissance.....45

III.9.Données pressiométriques.....46

III.10 Données pénétromètre statique (Gouda).....48

III.11 Synthèse des données géotechniques et les profiles du sol.....48

Conclusion……48

CHAPITRE IV: Calcul la capacité portante à partir essai disponible ……..50

IV .1 Introduction : 50

IV.2 Définition des charges transmises à la fondation 50

IV.3 Interprétation des essais de chargement vertical de Stade de Baraki 52

IV.4 Calcul de la capacité portante verticale d'un pieu isolé 59

IV.4.1Calcul de la capacité portante par la méthode PMT 60

IV.4.2Calcul de la capacité portante par la méthode CPT.....64

IV.4.3 Calcul de la capacité portante par Méthode baseé sur l'essai à laboratoire……....65

Conclusion ……..68

CHAPITRE V : analyse numirique

V.1 Introduction 69

V.2 Présentation du code de calcul PLAXIS 2D 69
V.2.1 Jeux de données pour les sols et les interfaces 69
V.2 .2 Les modèles des matériaux 70
V.3 Les types de comportement des matériaux (Material type) 70
V.3.1 Comportement drainé (Drained behaviour) 70
V.3.2 Comportement non drainé (Undrained behaviour):.....71
V.3.3 Le comportement non poreux (Non-porous behaviour) 71
V.4 Les paramètre mohr-coulomb.....71
V.4.1 Poids volumique saturé et non saturé (γsat et γunsat).....71
V.4.2 Le module d'Young (E).....72
V.4.3 Le coefficient de Poisson (ν).....72
V.4.4 La cohésion (c).....72
V.4.5 L'angle de frottement (φ).....72
V.4.6 L'angle de dilatance (ψ).....73
V.4.7 Rigide (Rigid).....73
V.5 Génération du maillage 73
V.6 Présentation des résultats.....75
V.7 Les pas additionnels (Additional steps) : 79
V.8 input : 80
V.9 Les résultats (output) :.....85
Conclusion générale……..87
Référence bibliographie
Annexe

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I. 1: Illustration des pieux en pointe, flottant et intermédiaire respectivement. 5
Figure I.2:(a) La première mise en œuvre des pieux bois dans le sol (Source: venicethefuture.com), (b)Des pieux préservés de 3600ans d'âge. 5
Figure I. 3 : Classification des pieux selon EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000). 6
Figure I.4: Les diverses types de pieux selon le matériau de construction 7
Figure I. 5: Un exemple de pieu en bois. 8
Figure I.6: Un exemple de pieu en béton. 9
Figure I.7: Un exemple de pieu en acier (pieu en H) 10
Figure I.8: Quelques formes courantes de pieux en acier. 11
Figure I.9:Les deux (02) types de pieux selon l'effet del'installation 11
Figure I.10: Schéma de pieu installé par forage simple 13
Figure I.11: Pieu foré tubé 13
Figure I.12: Pieu installé à la tarière creuse 14
Figure I.13: Installation des micropieux 14
Figure I.14: Les pieux injectés 15
Figure I.15: Pieu foré à la boue et barrette 15

CHAPITRE II

Figure II.1: Pieu sous charge axial 17
Figure II.2 : dispositif typique pour l'essai pressiométrique 22
Figure II.3: Schéma de calcul de la P_{le}^{*} 23
Figure II.4 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_l^{*} 26
Figure II.5:Schéma de calcul de résistance de pointe. 28
Figure II.6 : Dispositif général pour l'essai de chargement (Roger Frank) 35
Figure II.7: Dispositif plus détaillé de l'installation de l'essai de chargement (Tomlinson, Woodward, 2014). 36
Figure II.8 : Interprétation de l'essai de chargement d'un pieu 38
Figure II.9 : schéma pieu isolé 39
Figure II.10 : schéma groupe de pieu 39

CHAPITRE III

Figure III.1: Vue en perspective du stade de Baraki, Alger. 41
Figure III.2:Situation du projet. 42
Figure III.3: Position des méga piles avec une échelle de 1/50000 43

Figure III.4: Valeurs du module pressiométrique en fonction de z. 46
Figure III.5: Valeurs de Pl en fonction de z. 46
Figure III.6 : Valeur de E/Pl en fonction de profondeur z. 46
Figure III.7: Valeurs du module pressiométrique en fonction de z. 47
Figure III.8: Valeurs de Pl en fonction de z. 47
Figure III.9 :Valeur de E /Pl en fonction de profondeur z. 47
Figuer III.10:répresenter profil 47
Figure III.11 : la valeure de resistance au pointe en fonction de profondeur. 47
Figure III.12 : la valeure de l'effort totale en fonction de profondeur. 47
Figure III.13 : modèle géotechnique au droit du la zone sud 49

CHAPITRE IV

Figure IV.1: Implantation des pieux d'essai 53
FigureIV.2 Processus de la mise en charge 53
Figure IV.3 Traitement de la plate-forme 54
Figure IV.4 Aménagement des poutres de repère 54
Figure IV.5 Observation des déplacements 54
Figure IV.6 Courbe vitesse de tassement = charge Q_c avec injection 55
Figure IV.7 Courbe vitesse de tassement = charge Q_c du pieu sans injection 56
Figure IV.8 Courbe de chargement par rapport le tassement du pieu 1-1 58
Figure IV.9 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu 1-2 59

CHAPITRE V

Figure V.1 : Fenêtre principale du programme de calcul. 76
Figure V.2 : Onglet General de la fenêtre de calcul. 78
Figure V.3 : Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul. 79
Figure V.4 : modèle initial. 80
Figure V.5: caractéristiques générales du modèle. Figure V.6 : dimension géométrique. ..80
Figure V.6 : dimension géométrique……
Figure V.7 : coordonnées. 81
Figure V.8 : Modèle de référence utilisé pour le calcul de modèle initial. 81
Figure V.9 : Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol. 82
Figure V.10 : Maillage du problème. 83
Figure V.11 : Contraintes initiale. 83
Figure V.12: Activation des phases de calcul. 84

Figure V.13 : Représentation du maillage déformé sous 313.14 kn/m. 85
Figure V.14 : Déplacement vertical 85

LA LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: valeur des facteurs de portance maximum 19
Tableau II .2: Valeur des facteurs de cohésion minimale.....20
Tableau II.3: Les valeurs maximales du coefficient β 20
Tableau II.4: Valeurs de K et φa a pour quelques pieux en fonction de φ.....21
Tableau II.5:Valeur du facteur de portance pressiometrique.....24
Tableau II.6 : Définition des catégories conventionnelles de sols 25
Tableau II.7: Courbe de frottement latéral limite.....26
Tableau II.8 : Détermination valeur de coefficient de portance pénétromrtrique 28
Tableau II.9 : valeur deq$_s$ selon la fascicule 62 (q_s et q_s^{max} en kPa).....30
Tableau II.10: Critère d'Aoki&Velloso 32
Tableau II.11 : Critère de Lopes &Laprovitera.....32
Tableau II.12 : Critère de Bazarra&Kurkurt.....33
Tableau II.14 : Valeurs du facteur K_b.....34
Tableau II.15 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumente.....36
Tableau IV.1: Charges élémentaires en pied de mégapile Sud.....50
Tableau IV.2: Combinaisons d'actions aux états limites pour les fondationsde génie civil. 51
Tableau IV.3: Valeurs de Q_d en cas de chargement vertical. 51
Tableau IV.4: Récapitulation des résultats de combinaison de charges aux états limites. 52
Tableau IV.6 : Valeurs de vitesse de tassement du pieu sans injection 56
Tableau IV.7 : Récapitulation des résultats de la charge de fluage trouvés de l'essai de chargement……57
Tableau IV.8: Valeurs de tassement du au chargement du pieu 1-1.....57
Tableau IV.9 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu 1-2.....58
Tableau IV.10: Interpretation de l'essai de chargement par ajustement hyperbolique.....59
Tableau IV.11 : Récapitulation des résultats pressiométrique.....60
Tableau IV.12: Calcul de la capacité portante sous la mégapile Sud.....62
Tableau IV.13: récapitule de l'essai pressiométrique 63
Tableau IV.14: récapitule de l'essai pénétromètre statique.....65
Tableau IV.15 : récapitule de l'essai à laboratoire.....66
Tableau IV.16 : Récapitulation de la charge limite Ql et Qc avec injection et sans injection…67

Tableau IV.17: Récapitulation de nombre des pieux nécessaire pour supporter la charge de mégapile Sud……...……..68
Tableau V.1 : paramètre du sol 81

Liste de symbole

Z : profondeur

L : Limite de liquiditéω

P : Limite de plasticitéω

IP : l'indice de plasticité

d : La densité sèche

γ h : La densité humide

γ w : Poids volumique de l'eau

γ s : Poids volumique des grains

γ ' : Poids volumique déjaugé de sol

ysat: Poids volumique saturé

ω : La teneur en eau naturel

ωsat : La teneur de saturation

Sr : Le degré de saturation

e : Indice des vides

0 e : Indice des vides initiaux

C : la cohésion

Cu : la cohésion non drainé

φ : L'angle de frottement

Cc : Coefficient de tassement

Em : 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 de spt : nombre de coups équivalent

Ple* : pression pressiométrique limite équivalente

Pl : pression pressiométrique limite mesuré

λ : Coefficient fonction de la longueur du pieu

δv ': La contrainte effective finale

δv0 : La contrainte effective initiale

lp : Pression verticale ultime

S : tassement du sol à la base de la fondation d : espacement des pieux : Coefficient de poissonυ ξ : Coefficient empirique p k : le facteur de portance pressiométrique

E : Module d'élasticité

Ep : le module d'élasticité de pieu De : Diamètre d'influence

Q_l **:** La charge verticale limite

q_l **:** pression verticale limite

Q_p : la charge limite en pointe

Q_s :la charge limite au frottement

D: fiche du pieu.

B: diamètre ou largeur du pieu.

Q_c : la charge de fluage

N_γ^{max}, N_q^{max}, N_c^{max}: les facteurs de la capacité portante dépendent de l'angle de frottement

β:est un coefficient adimensionnel

q_c^e : pression limite nette équivalente

Introduction générale

La fondation est l'élément essentiel d'une structure qui sert de support à l'ouvrage et à ses charges : elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. La technique des fondations concerne donc simultanément deux problèmes : l'évaluation de la capacité portante du sol et le calcul de l'élément intermédiaire qui lui transmet les charges. Très souvent, seul le second aspect de problème est envisagé ; il peut en résulter des désordres, car l'aptitude d'une fondation à servir de support est limitée par des caractéristiques de terrain sous-jacent. Il convient donc de ne pas dissocier les deux problèmes.

L'exécution des fondations revêt une importance particulière, car leur défaillance peut entrainer la ruine des superstructures, alors qu'inversement des dommages dans la superstructure peuvent être localisés et entrainent rarement des désordres dans les fondations.

On distingue deux catégories de fondations : superficielles et profondes.

Les premières sont placées immédiatement sous la partie la plus basse de l'ouvrage qu'elles supportent, les secondes peuvent être placées beaucoup plus bas. Naturellement aucune ligne de séparation précise n'existe entre les deux classes et l'on passe progressivement de l'une à l'autre.

Les fondations superficielles peuvent être divisées en deux groupes : les semelles ou semelles de répartitions, dans lesquelles la base d'une colonne ou d'un mur est élargie pour fournir un support individuel a la charge ; les radiers ou radiers généraux, dans lesquels un grand nombre de charges sont supportées par une dalle unique.

En cas d'ouvrage transmettant une surcharge lourde au sol, ou d'un sol ayant des propriétés médiocres, une des solution de fondation consiste a réalise des fondation profondes .une fondation profonde est conçue pour transmettre des efforts au sol environnant sur une profondeur importante, dépassant en générale 10 diamètres (D/B>10) . Cette catégories des fondations regroupe essentiellement les pieux, les caissons et quelquefois les parois moulée porteuse (barrette).

On s'intéresse dans ce travail au comportement des pieux du stade de Baraki(Alger).Un pieu est une fondation élancée en acier, béton ou en bois, mis en place par fonçage, battage ou

forage 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 rompre ni même subir des déformations susceptibles d'endommager l'ouvrage.

Ce travail de mémoire se propose de mener une étude de dimensionnement de la mega pile sud du projet de stade de 40000 place à baraki (Alger). Dans le but de bien comprendre le comportement de ce type de fondations, une synthèse bibliographique, un calcul et une étude numérique ont été établie et présentés en cinq chapitres. Ce mémoire finit par une conclusion générale.

- Introduction général :
- Chapitre 01 : Généralité sur les fondations profonds
- Chapitre 02 : Méthodes de calcul de la capacité portante
- Chapitre 03 : Bases de données site méga pile (sud stade de beraki)
  Description de sites de projets
- Chapitre 04 : Calcul la capacité portante à partir essai disponible
- Chapitre 05 : Analyse numérique et expérimentale de la capacité portante

Introduction :

Lorsque la qualité du sol est médiocre ou les ouvrages transmettant une surcharge lourde au sol, les ingénieurs optent des fondations profondes comme solution pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance.

Une fondation est dite profonde quand son encastrement est supérieur à 10 fois sa largeur (D>10B). Cette catégorie de fondations regroupe essentiellement :

- Les caissons.
- Les parois moulées porteuses ou barrettes.
- Les micro-pieux.
- Les pieux.

I.1 Définition des pieux :

Les pieux, ou aussi appelés inclusions verticales sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Les pieux sont des éléments de fondation installés dans le sol qui ont pour but de reprendre les charges pour les transmettre à des couches compactes et profondes susceptibles de les supporter dans des conditions satisfaisantes de stabilité et de tassement.**[1] [2]**

On peut résumer d'une façon générale que les pieux sont utilisés lorsque le sol n'est pas suffisamment résistant, stable ou homogène pour assurer une stabilité à la structure. Le pieu comprend principalement trois parties essentielles : **la tête** qui reçoit la charge de la superstructure, **la pointe** qui délivre cette charge au sol qui se trouve en bas et **le fut** qui partage une partie de la charge sur le sol adjacent.**[3]**

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte par :

- L'appui de sa base sur sol résistant (l'effort de pointe Q_p), ces types de pieux sont nommés les pieux en pointe ou les pieux colonnes. Ces pieux transfèrent leur charge à un substratum situé à une profondeur considérable en dessous de la base de la structure et la partie essentielle de la charge est dérivée à partir de la résistance à la pénétration à la tête du pieu. Le pieu se comporte comme une colonne ordinaire et doit être conçu en tant que telle. Même dans les sols de faible résistance, le pieu ne se déformera pas par flambement et cet effet ne doit pas être considéré que si une partie du pieu n'est pas supporté, c'est à dire si elle est dans l'air ou l'eau. La charge est transmise au sol par frottement ou cohésion.

Mais parfois, le sol environnant le pieu peut adhérer à la surface du pieu et provoque "Le frottement négatif" sur le pieu. Cela résulte parfois un effet considérable sur la capacité portante du pieu.

Le frottement négatif sur le périmètre du pieu est peuve être causé par l'écoulement de l'eau souterraine et la consolidation du sol. **[5] [4]**

- Le frottement latéral entre le sol et pieu (l'effort de frottement latéral Q_s). Il existe une autre école qui dit que les pieux peuvent résister pas forcément avec le frottement mais peut être avec la cohésion, donc la capacité portante provient principalement de l'adhérence ou de frottement du sol en contact avec le périmètre du pieu. Les pieux qui résistent par cohésion transmettent plus de leur charge au sol par la surface de contact du pieu. Ce processus de placer tels pieux proches les uns des autres dans les groupes réduit fortement la porosité et la compressibilité du sol à l'intérieur et autour des groupes. Par conséquent, les pieux de cette catégorie sont parfois appelés pieux de compactage. Pendant le processus de battage du pieu dans le sol, le sol devient moulé et, par conséquent perd une partie de sa force portante. Par conséquent, le pieu n'aura pas la capacité de transfère la charge transmise par l'ouvrage. Habituellement, le sol retrouve un peu de sa force de trois à cinq mois après qu'il a été conduit.**[5] [4]**
- Combinaison entre l'effort en pointe et le frottement latéral, ce dernier type est appelé intermédiaire.

L'effort de pointe est proportionnel à : [**5]**

- Section de la base du pieu.
- A la résistance de substratum.

L'effort de frottement latéral est proportionnel à : [**5]**

- La surface de contact entre le sol et le pieu.
- Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latéral, coefficient de frottement interne du sol).

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

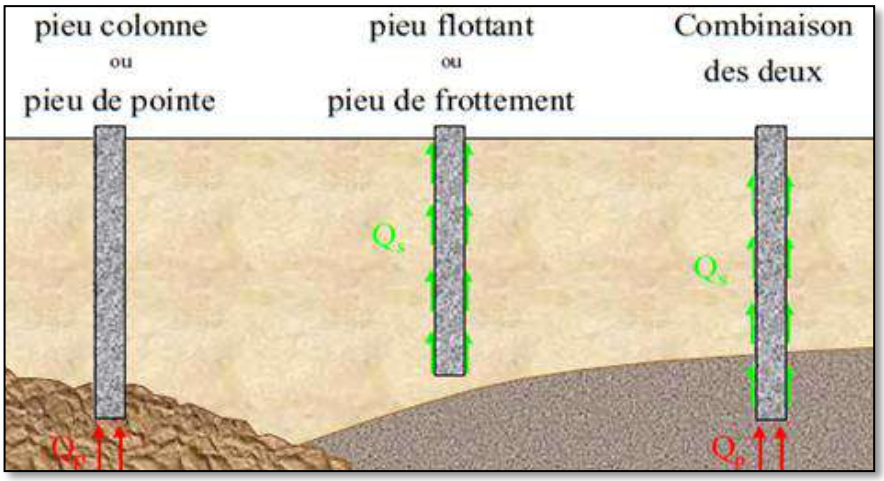
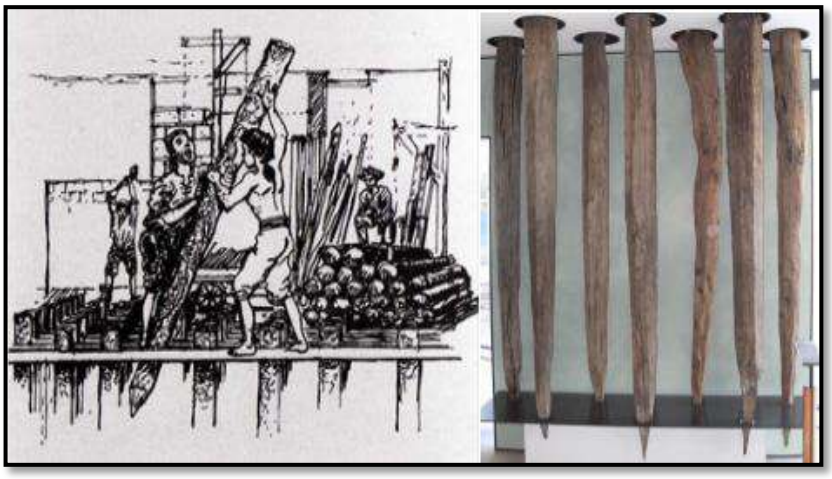


Figure I. 1: Illustration des pieux en pointe, flottant et intermédiaire respectivement. [6]

I.2 Bref historique sur les pieux :

L'utilisation des fondations sur pieux dans les travaux de construction peut être retracée au début de la civilisation. Herodotus, l'écrivain Grec du 4ème siècle aussi connu par « père de l'histoire », a proposé le 1er document historique sur les pieux qui mentionne que les 1ers pieux dans le monde sont fabriqués par les Egyptiens, les Romains, les Grecs et autres qui ont utilisé des pieux pour ériger des clôtures pour se protéger des envahisseurs ,soutenir les routes et les structures. 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.**[7] [8] [9]**



(a) (b)

Figure I.2:(a) La première mise en œuvre des pieux bois dans le sol (Source: venicethefuture.com), (b)Des pieux préservés de 3600ans d'âge. **[8]**

I. Classification des pieux :

Les pieux peuvent être classés selon leur mode de réalisation en deux (02) grandes Catégories : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et pieux mis en œuvre avec excavation du sol .Pour la première catégorie ; on peut citer les pieux battus et pour la seconde les pieux forés cité par EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000).Actuellement, Les pieux les plus répandus dans la réalisation des fondations profondes sont les pieux forés du fait de l'existence du matériel de forage. **[10]**

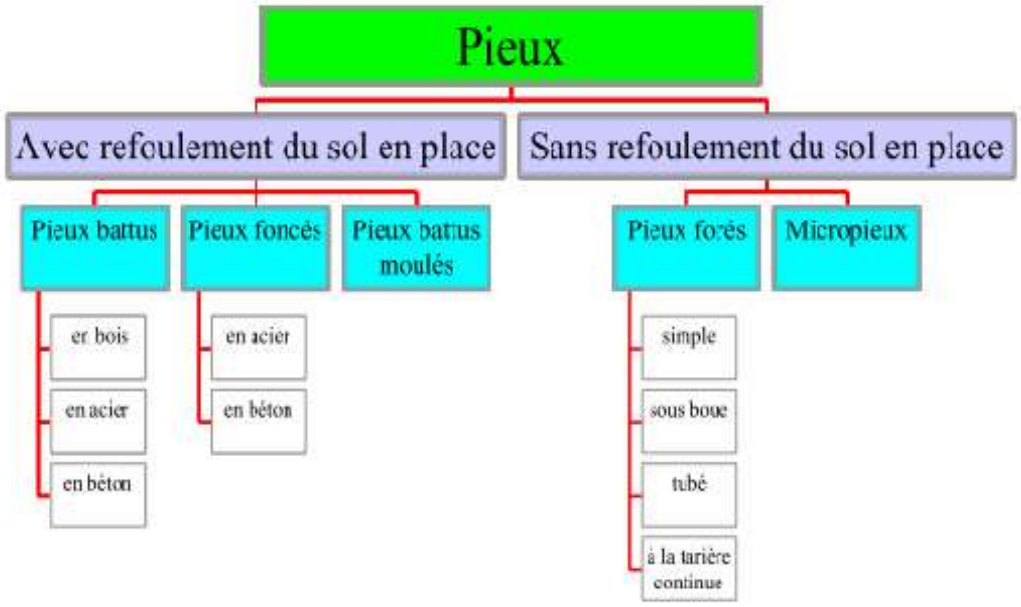


Figure I. 3 : Classification des pieux selon EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000). **[10]**

- Les pieux mis en place avec refoulement du sol et que leur installation résultent à la naissance de contraintes de cisaillement pendant la réalisation de fondation (ce type de pieux pousse le sol et comprime-le du fut, mobilisant ainsi un frottement maximal); tel que les pieux de catégories 1et 2 ou les pieux foncés de la catégorie 5. **[11]**
- Les pieux mis en place sans refoulement du sol dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage tels les pieux forés et les puits, le frottement latéral mobilisé est généralement plus faible qu'avec les pieux mis en place par refoulement. **[11]**

Dans ces deux groupes il existe plusieurs types qui différent par leur mode d'exécution, leur forme et leur matériau, mais dans notre étude nous nous limiterons à quelques types.

Nous allons maintenant détailler les deux critères qui influencent sur le frottement latéral le long de la fondation profonde qui sont le matériau de construction et les conditions d'exécution.

I.4.1 Classification des pieux par rapport au type de matériau:[12] [13] [14]

Les pieux sont habituellement fabriqués de bois, de béton ou d'acier. Le bois peut être utilisé pour la fabrication de pieux temporaires et quand le bois est disponible à un prix économique. Le béton est utilisé pour la fabrication de pieux à l'usine (pieu préfabriqué), coulé sur place et des pieux en béton précontraint, tandis que des pieux en acier sont utilisés pour des travaux permanents ou temporaires.

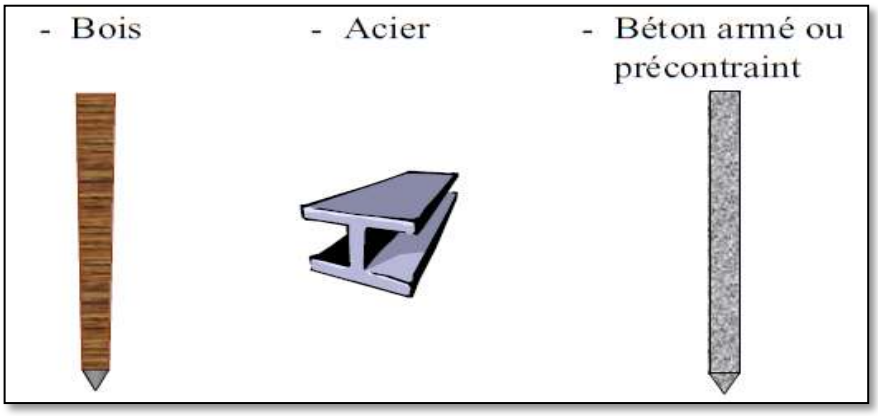


Figure I.3: Les diverses types de pieux selon le matériau de construction. **[6]**

a. Pieux en bois : [12] [13] [14]

Les pieux en bois ont été utilisés depuis l'Antiquité. Les pieux en bois sont faits de troncs d'arbres avec des branches coupées et les longueurs des pieux en sont fonction des types d'arbres utilisés pour récolter des pieux, mais les longueurs courantes sont environ 12 à 15m. Plus de longueur peut être obtenue par épissage plusieurs pieux de plus que le diamètre des futs de pieux peut varier de 30 à 40 cm. Le diamètre à l'extrémité de la pointe ne doit pas être inférieur à 15 cm.



Figure I. 4: Un exemple de pieu en bois. **[13]**

Après avoir été conduits à la profondeur finale, toutes les têtes de pieux, traitée ou non, doivent être sciés pour recevoir un autre traitement en versant du béton suivi par de protection par une couche de zinc. L'installation des pieux en bois se traduit généralement par l'écrasement des fibres sur la tête qui peut être parfois contrôlée en utilisant un genre de bouchon.

La charge maximale d'habitude par pile ne dépasse pas 250 KN.

a.1 Avantages et inconvénients des pieux en bois :

+ Les pieux sont faciles à manipuler
+ Relativement peu coûteux où le bois est abondant.
+ Les sections peuvent être reliées entre elles et la longueur en excès est facilement enlevée.
– Les pieux vont pourrir au-dessus du niveau de la nappe phréatique. Avoir une capacité portante limitée.
– Peuvent être facilement endommagés pendant la conduite par des pierres et des rochers.
– Les pieux sont difficiles à raccorder et sont attaqués par les tarets dans les eaux salées.

b. Pieux en béton:[12] [13] [14]

Les pieux en béton sont des pieux soit préfabriqué ou coulé en place. Les pieux préfabriqués sont coulés et durcis dans une usine et ensuite transportés sur le site de travail pour l'installation mais si l'ouvrage est d'une nature très importante, ils peuvent être coulés sur le site également. Les pieux préfabriqués peuvent être constitués de sections uniformes avec des bouts pointus. Habituellement, les pieux de sections carrées ou octogonales sont fabriqués du fait que ces formes sont faciles à couler en position horizontale.

Un renforcement nécessaire est fourni pour prendre en considération les contraintes. Les pieux peuvent aussi être en béton précontraint.

La charge maximale sur un pieu en béton précontraint est d'environ 2000 KN et sur des pieux préfabriqués 1000 KN. La gamme optimale de la charge est de 400 à 600 KN.



Figure I.5: Un exemple de pieu en béton. **[14]**

b.1 Avantages et inconvénients des pieux en béton préfabriqués :

+ Sont faciles à raccorder. Relativement peu coûteux.

+ Peuvent augmenter la densité relative d'une couche de fondation granulaire.

– Déplacement et la perturbation du sol pendant la mise en place.

– Peuvent être endommagés pendant le battage. donc, des pieux de rechange peuvent être nécessaires.

b.2 Avantages et inconvénients des pieux coulés sur place :

+ peuvent être facilement coupée ou étendu à la longueur désirée.

+ Relativement peu coûteux.

+ Une base élargie peut être formé qui peut augmenter la densité relative de couche menant à une valeur beaucoup plus élevée de capacité portante en pointe.

– Soulèvement de la surface du sol, ce qui pourrait conduire à la reconsolidation et le développement des forces qui tendent vers l'arrachement du pieu.

– Consommation du temps car ces pieux ne peuvent pas être utilisés juste après l'installation.

c. Pieux en acier : [12] [13] [14]

Les pieux en acier sont de différentes formes et tailles et sont cylindrique, conique, et sous forme de H.

Les pieux en H sont profilés laminés et sont proportionnés à résister à de fortes contraintes lors de l'installation difficile. Les pieux tubulaires en acier sont soudées ou tubes

sans soudure qui peuvent être soudés pour donner une longueur maximale de 70 m et ils sont généralement conduits avec des extrémités ouvertes dans le sol. Une pointe conique est utilisée lorsque les pieux doivent pénétrer des rochers et des pierres.

Pour augmenter la portance des pieux tubulaires en acier, la terre est excavée et remplacée par le béton bien que dans certains cas, ce n'est pas nécessaires.

La gamme optimale de la charge sur des pieux en acier est de 400 à 1200kN.



Figure I.6: Un exemple de pieu en acier (pieu en H). **[12]**

Avantages et inconvénients des pieux en acier :

+ Les pieux sont faciles à manipuler et peuvent facilement être coupés à la longueur désirée.

+ Peuvent être enfoncé à travers les couches denses. Le déplacement latéral du sol pendant l'installation est faible (les pieux en acier de section en H ou de section en I peuvent être assez facilement épissés ou boulonnés.

+ Peut transporter des charges importantes.

– Les pieux peuvent corroder.

– Déviation relativement facile pendant la mise en place.

– Sont relativement coûteux.

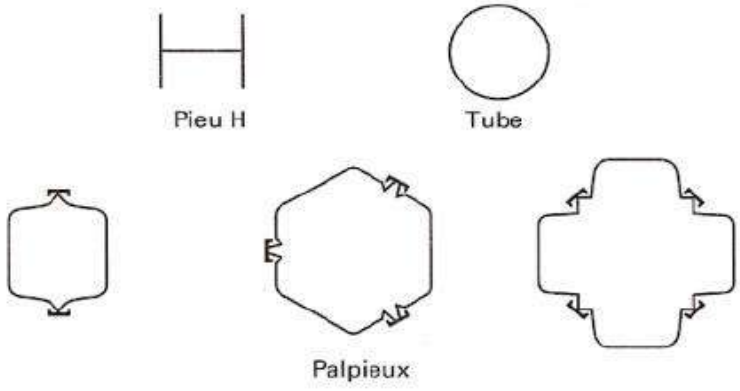


Figure I.7: Quelques formes courantes de pieux en acier. [15]

d. Pieux en matériaux composites :[12][13][14]

Combinaison de matériaux différents dans le même pieu pour l'obtention d'une meilleure résistance contre les effets négatifs influençant sur les pieux fabriqués par les autres matériaux.

I.4.2 Classification des pieux par rapport au mode d'installation:

On distingue deux grandes classes de pieux suivant l'impact créé par l'installation du pieu dans le sol qui sont :

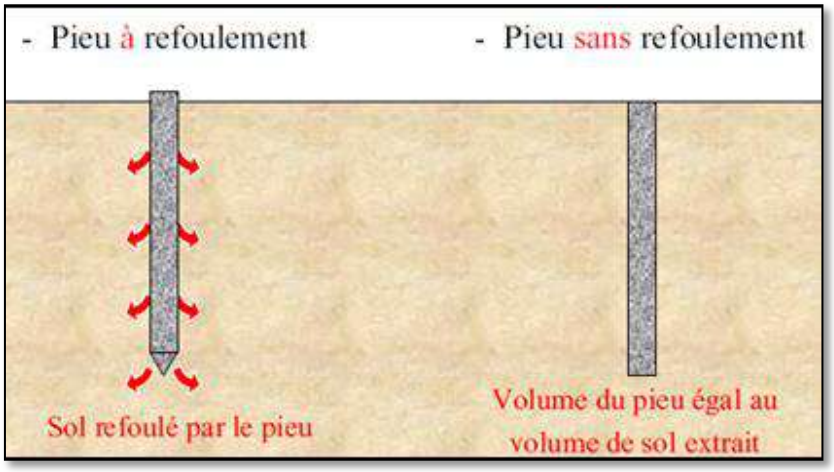


Figure I.8:Les deux (02) types de pieux selon l'effet de l'installation. **[6]**

a. Les pieux refoulant le sol à la mise en place : [16] [31]

- **Les pieux battus :** sont réalisés à partir d'éléments préfabriqués en béton armé ou précontrainte ou qui sont ensuite battus en force dans le sol ou enfoncés par vibration ou battage en tête.
- **Les pieux en métal battus** : sont réalisés à l'aide d'un tube métallique creux fermé à la base, battu en force dans le sol et qui sert ensuite à couler du béton dans le sol à mesure de la remontée du tube. Ils se rapprochent des tubes battus par l'absence d'extraction de matériaux, mais le pieu lui-même est réalisé en place dans le terrain, comme dans le cas des pieux forés
- **Les pieux en béton foncés** : mis en place à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction, le point d'appui doit pouvoir fournir une réaction au moi égale à la force du vérin et le système de calage du vérin doit éviter de communiquer des efforts horizontaux aux pieux.

b. Les pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place : [16] [8]

Dans ce groupe, on peut citer les pieux forés dont l'exécution nécessite un préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On distingue:

- **Pieu foré simple** : sont réalisés par excavation de matériaux puis remplacer le sol excaver par du béton. Suivant la nature des terrains traversés, il existe de nombreuses techniques de forage. Différents outils sont utilisés selon la dureté des sols (tarière creuse, etc.). Dans le cas de sols de faible cohésion, un tubage ou l'utilisation de boues permet d'assurer la tenue des terres durant les opérations de forage.

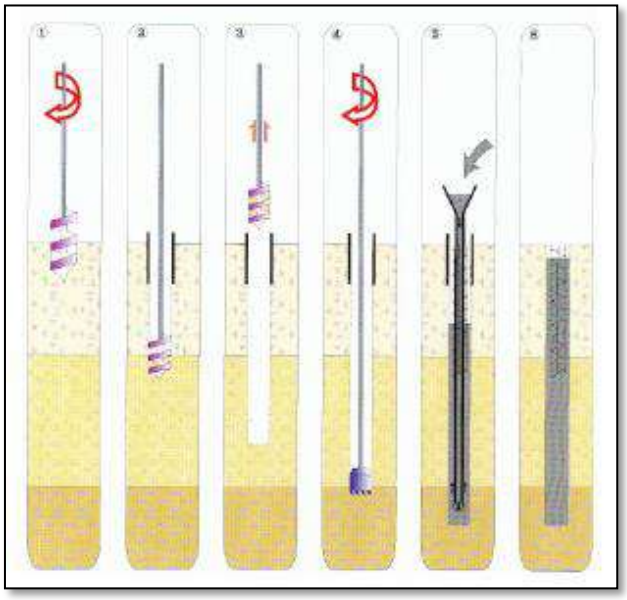


Figure I.9: Schéma de pieu installé par forage simple [17]

- **Pieu foré tubé** : le principe consiste à foncer un tubage puis le coulage du béton au tube plongeur puis l'extraction du tube.

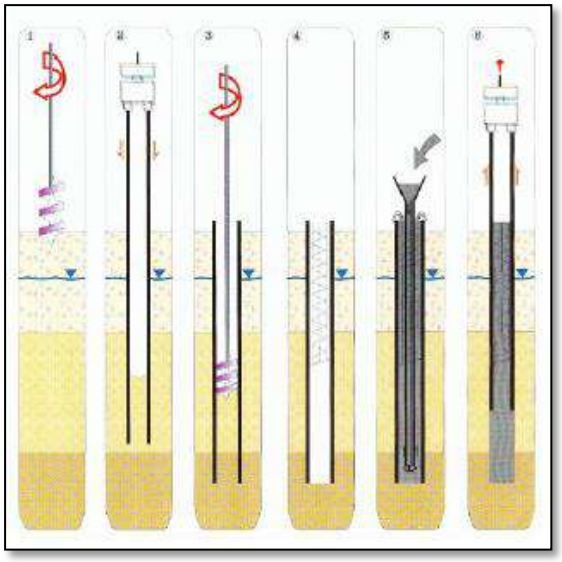


Figure I.10: Pieu foré tubé .[17]

- **Pieu à la tarière creuse :** sont coulées en place en utilisant une tarière continue à âme creuse. La tarière est forée dans le sol à la profondeur calculée. La tarière est ensuite extraite pour retirer le sol foré pendant que le béton est pompé
  et injecté à faible pression par l'âme de la tarière. La pression du béton et le volume sont enregistrés en continu et contrôlés pour construire un pieu sans défaut.

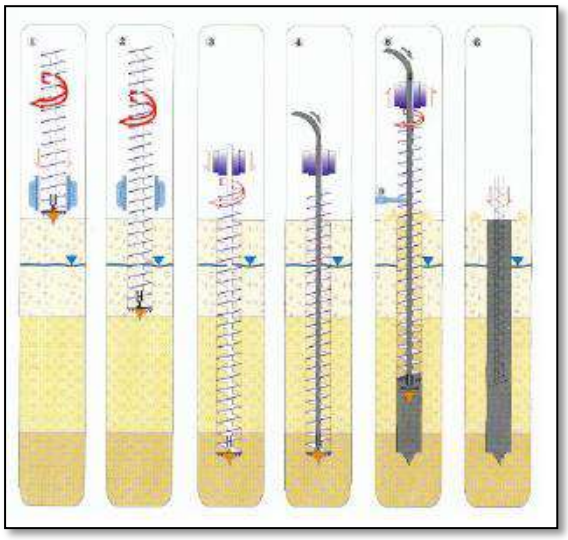
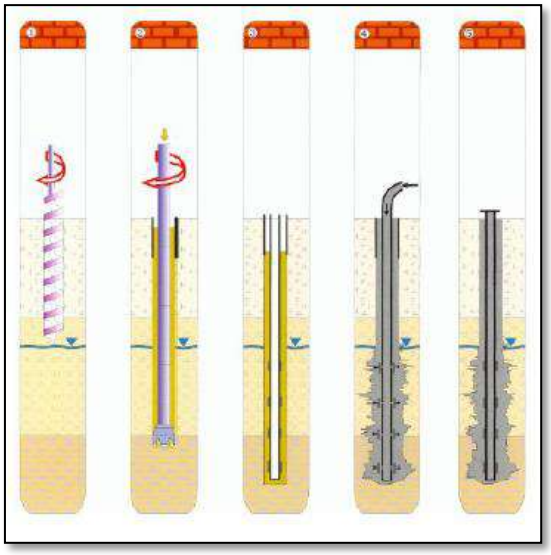


Figure I.11: Pieu installé à la tarière creuse. **[17]**

- **Micropieux** : sont des pieux de faible diamètre réalisés par forage puis injection d'un coulis de ciment



.

Figure I.12: Installation des micropieux . **[17]**

- **Pieu injecté**, sous haute pression, de gros diamètre.

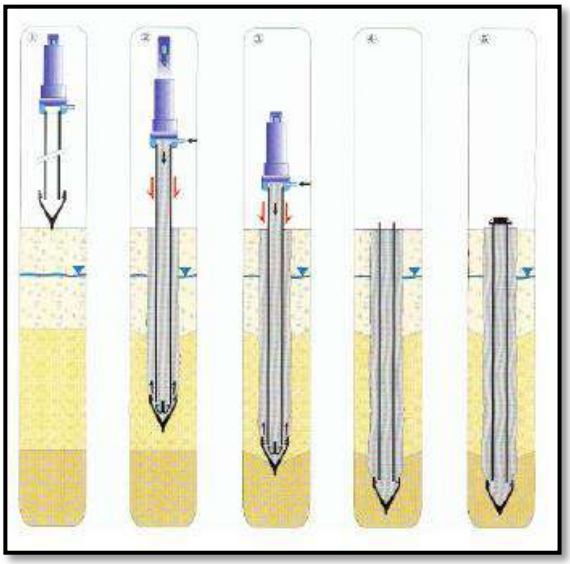


Figure 1.13: Les pieux injectés . **[17]**

- **Pieu foré à la boue et barrette** : Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécanique s tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

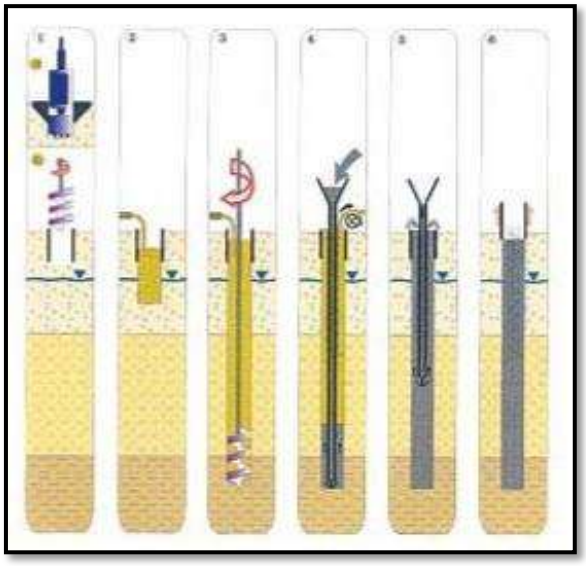


Figure 1.14: Pieu foré à la boue et barrette . **[17]**

- **Puits :** Sont généralement utilisés pour la reconnaissance et pour la vérification de la lithologie du site en plus de la capacité de l'obtention des échantillons pour les essais au laboratoire.

I.5 Choix de fondation sur pieux : [18] [19]

Le choix du type, de la longueur et de la capacité est généralement fait à partir de l'estimation sur la base des conditions du sol et la grandeur de la charge. Dans les grandes villes, où les conditions de sol sont bien connues et où un grand nombre de fondations sur pieux ont été construits, l'expérience acquise dans le passé est extrêmement utile. En général, la conception de la fondation est faite sur les valeurs préliminaires estimées. Avant le début de la construction proprement dite, des essais de chargement de pieux doivent être menées afin de vérifier les valeurs de conception. La conception de la fondation doit être révisée en fonction des résultats des essais.

Les facteurs qui régissent la sélection des pieux sont :

- La longueur du pieu en relation à la charge et type de sol.
- La disponibilité de matériau.
- Le type de chargement.
- Les facteurs qui causent la détérioration.
- L'estimation du cout de la réalisation des pieux en comparant avec d'autres types de fondations.

Conclusion :

Le but de cette étude bibliographique était de passer en revue les différentes de type de pieux, la mode d'installation, les avantages et inconvénient des pieux mise en place.

II.1 Introduction

Le dimensionnement des fondations est un domaine si complexe et si vaste .et le les plus grands projets en Algérie sont fondée sur pieux, Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont considérer: la capacité portante et le tassement. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante du sol, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation.

On présente dans ce chapitre les diverse méthodes de calcule de la capacité portante verticale d'un pieu isole sous charge axiale.

II.2 Notions de capacité portante verticale. [20]

La charge verticale limite **Ql** (ou capacité portante vertical) d'un pieu résulte de la mobilisation dune pression verticale limite **ql** en pointe, et des contrainte de frottement latéral limite **qs(z)** le long du fût du pieu, comme le schématise la figure II.1.

$$Q_l = Q_p + Q_s = A\, q_l + P.\int_0^D q_s(z)\,dz$$

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

D: fiche du pieu.

B: diamètre ou largeur du pieu.

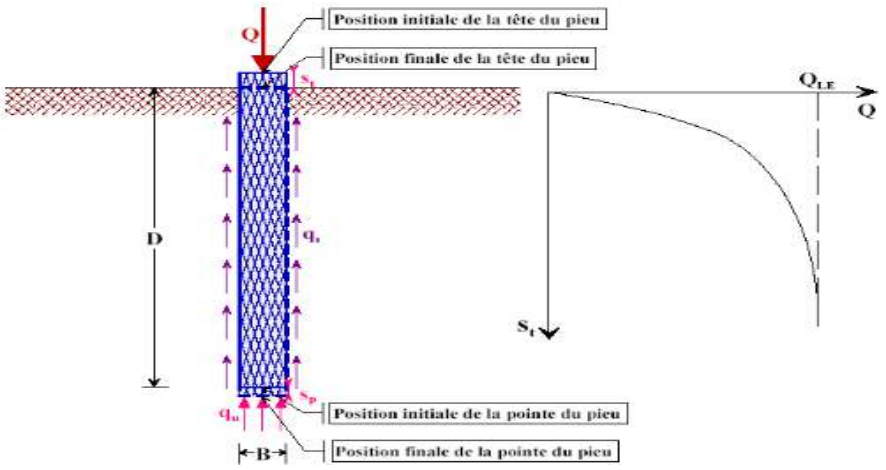


Figure II.1: Pieu sous charge axial. **[21]**

II.3Notion de charge verticale critique : [21] [10]

L'interprétation d'un essai de chargement vertical du pieu permet d'obtenir expérimentalement la charge critique Q_c. En cas d'indisponibilités d'essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par le LCPC

- pieux ne refoulant pas le sol :

$$\mathbf{Q_c = 0.5Q_p + 0.7\ Q_s}$$

- pieux refoulant le sol

$$\mathbf{Q_c = O.7\ Q_p + 0.7\ Q_s = 0.7\ Q_l}$$

II.4 les Méthodes de calcul la capacité portante

La capacité portante verticale d'un pieu peut en général être déterminée :

- Soit par méthodes de calcul. Elles sont basées sur des modèles de comportement du système sol/fondation, et peuvent se subdiviser du point de vue paramètres de calcule requis en 2 catégories :
  1- Les Méthodes basées sur les essais de laboratoire ;
  2- Les méthodes basées sur les essais in-situ
- Soit par essai de chargement statique ou dynamique.

II.4.1 Méthodes basées sur les essais à laboratoire. [22] [20]

Appelée aussi méthodes rationnelles ou méthodes C-**φ**, considère le sol comme un matériau rigide plastique obéissant souvent au critère de rupture de mohr-coulomb. [4moi]

Sont utilisé L'évaluation de la capacité portante d'un pieu à partir de les essais au laboratoire avant le développement des essais in-situ, les qualités mécaniques d'un sol sont caractérisées traditionnellement par deux paramètres, l'angle de frottement interne φ et la cohésion C. Ces deux paramètres peuvent être mesurés au laboratoire sur échantillons intacts, soit par des essais de cisaillement direct, ou soit par des essais de compression triaxial. Donc la charge limite reprise par un pieu isolé dans un sol homogène est formulée selon la théorie classique des corps rigides-plastiques comme suit :

$$\mathbf{Q_l = Q_p + Q_s = A\ q_l + P.\int_0^D q_s(z)dz}$$

La méthode ci-après est recommandée par le règlement français DTU-13 .2. La méthodologie de calcul est comme suit : [9]

- **Détermination de la fiche critique Dc : [23]**

La fiche critique Dc est la valeur de l'ancrage D à partir de la quelle. La contrainte à la rupture sous la pointe de la fondation profonde n'augmente plus.

Dc= 6B : Dans un sol monocouche

Dc= 3B : Dans un sol multicouche

- **Détermination de la charge limite de pointe Q_p :**

a)Cas D ≥ Dc

$Qp = q_l . A$

$q_l = ½ \gamma . B . N_\gamma + \lambda C . N_C + \gamma . D . N_q$

λ : Coefficient de forme égale à 1.3 pour les pieux a section circulaire ou carrée

C : La cohésion de la couche d'ancrage de la tête du pieu.

γ .D : La contrainte appliquée à la base du pieu.

γ : La densité du massif du sol entourant la tête du pieu.

D : La longueur du fut ancrée dans le sol.

N_γ^{max}, N_q^{max}, N_c^{max}: les facteurs de la capacité portante dépendent de l'angle de frottement, tabulee au tableau II .1 et leurs expressions sont les suivantes :

$N_q^{max} = e^{7tg(\varphi)}$

$N_c^{max} = (Nq - 1)cotg(\varphi)$

Tableau II.1: valeur des facteurs de portance maximum [23]

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N_q^{max}	1	1.8	3 .4	6.5	13	26	57	134	355
N_c^{max}	7	9.6	13 .1	20.6	32	54	97	190	421

On notera que pour les fondations profondes, la profondeur D est très grande devant la largeur B, donc le terme de la surface est toujours négligeable devant les deux autres termes. On aura donc :

$ql = 1.3 C . N_C^{max} + \gamma . D . N_q$

b) Cas D < Dc

$$q_l = a \frac{D}{Dc} N_q^{max} + \lambda . C \left[N_C^{min} + \frac{D}{Dc} (N_C^{max} - N_C^{min})\right]$$

N_C^{min} **:** est facteur de cohésion minimal donnée par le (tableau II .2).

Tableau II .2: Valeur des facteurs de cohésion minimale [23]

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N_C^{min}	5.14	6.5	8.5	11	15	21	30	46	75

- **Détermination de la charge limite de frottement latéral Q_s :** [23]

$$Q_s = P. \int_0^{D-DC} q_s(z)dz = P\sum_{i=1}^{n} qsi\ hi$$

a) Cas des sols purement cohérents :

$$q_s(z) = \beta . C_u$$

β est un coefficient adimensionnel, inferieur ou égale à 1 , dont les valeurs maximales sont récapitulées au tableau II.3.

Tableau II.3: Les valeurs maximales du coefficient β [23]

Type du pieu	Nature du fut de pieu	Valeur max de **β**
Puits et pieux forés de gros diamètre	Fut en béton	0.6
Pieux forés ou battus	Fut en béton	0.7
	Fut en métal	0.5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Haute pression	1.5

b) Cas des sols pulvérulents : [10]

Lors d'un calcul préliminaire, on adopte pour q_s les valeurs maximales q_s^{max} du tableau

$qs = K tg \varphi a \sigma'_v = \sigma'_h tg \varphi a$

Où σ'v et σ'h sont respectivement les contraintes effectives verticale et horizontale à Mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne).

K et φa sont respectivement le coefficient de poussé du sol sur le pieu et l'angle defrottement sol-pieu. Ils sont déterminés par Broms pour différents types de pieux tableau II.3.

Tableau II.4: Valeurs de K et φa a pour quelques pieux en fonction de φ[24]

Type de pieux	Φa	K (compacité faible)	K (compacité forte)
Pieu acier	20	0,5	1
Pieu battu en béton rugueux	¾ φ	1	2
Pieu battu en béton lisse	¾ φ	0,5	1
Pieu foré	¾ φ	0,5	0,5
Pieu en bois conique	2/3 φ	1,5	4

c) Cas des sols intermédiaire : [23]

On adopte la méthode de calcul du sol qui se rapproche le plus d sol étudie

(a ou b).

II.4.2Méthodes basées sur les essais in-situ :

Cette catégorie est basée sur les essais in-situ et est généralement issue des observations du comportement expérimental des fondations, en corrélation avec les paramètres mesurés des essais in-situ.

La section suivante se propose de présenter d'une manière générale les formules utilisées pour le calcul de la capacité portante des fondations profondes en se limitant aux essais suivants : essai pressiométrique (PMT), essai de pénétration statique (CPT) et essai de pénétration standard (SPT). **[25]**

II.4.2.1.L'essai pressiométrique :

L'essai pressiometrique consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une réalisation entre les contrainte appliquées et les déplacements horizontale du forage, ce qui présenter un grand avantage par rapport a d'autre essai in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en petite déplacement qua la rupture.[8]

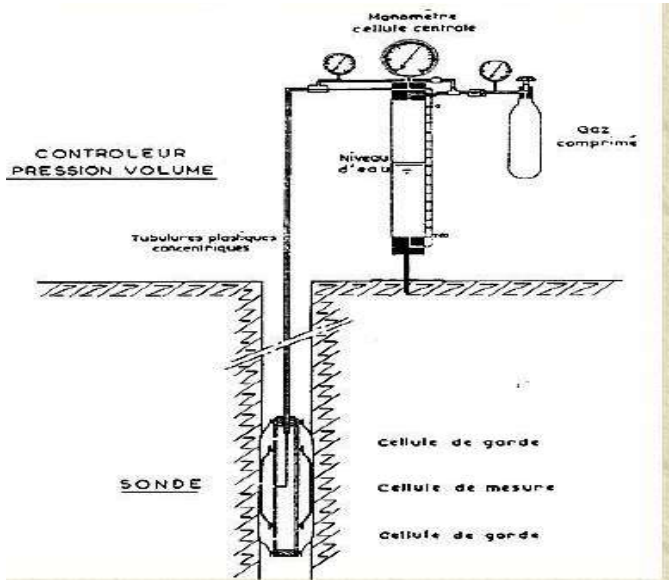


Figure II.2 : dispositif typique pour l'essai pressiométrique [26]

La méthode pressiométrique du LCPC tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalent P_{le} et entourant un pieu ayant une fiche De. Cette dernière sert à classer les fondations comme suit :

- Fondation profonde pour De/B>5
- Fondation semi-profondes pour 1.5 < De/B < 5
- Fondation superficielle pour De < 1.5

- **Détermination de la charge limite de pointe Q_p :**

L'effort limite Q_p en point, dont l'aire de sa section est A, est donné par :

$$Q_p = A \cdot q_l$$

A : représente la section droite de la pointe du pieu.

q_l : la résistance de pointe, elle est donnée par la formule suivante.

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

K_P: facteur de portance.

p_{le}^* : pression limite nette équivalente.

- **Détermination de la pression limite équivalente :**

La pression limite nette équivalente est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette, mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de b+3a sous la pointe et de b au-dessus :

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

Zone utile : [D-b ; D+3a]

B : diamètre du pieu

h : ancrage dans la couche porteuse.

D : profondeur du pieu

a =max [B/2; 0.5m]

b=min [a; h]

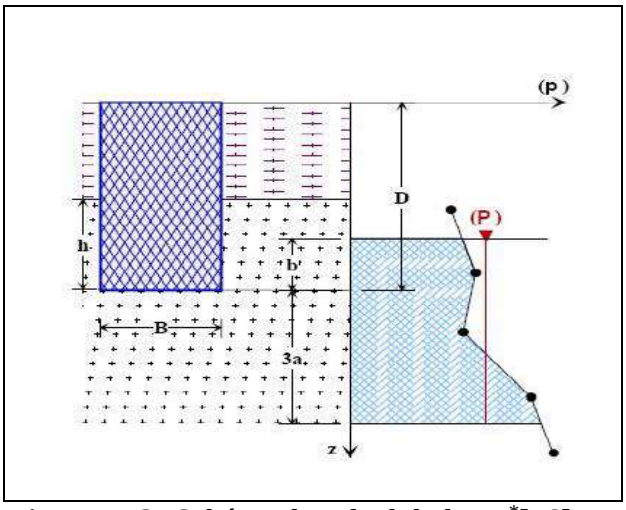


Figure II.3: Schéma de calcul de la P_{le}^*[26]

p_l^* :est la pression limite nette obtenu en appliquant :

$$\mathbf{P_l^* = P_l - P_0}$$

P_l est la pression limite obtenue par l'essai pressiométrique et P_0 représente la pression horizontale des terres au repos.

$\boldsymbol{P_0 = U + K_0.\acute{o}_{v0}}$ pour les sols fins et U est la pression interstitielle à la profondeur z,

$\boldsymbol{P_0 = K_0.\acute{o}'_{v0}}$ pour les sols pulvérulents.

L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation des trapézes, obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette P_{le}^*, soit : [11]

$$p^*_{le} \approx \frac{1}{3a+b} \sum_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z)\Delta z$$

- **Détermination du facteur de portance k_p : [26]**

Le facteur portance Kp, dépendant de la nature du sol et du mode installation du sol , et donné par le tableau II.4 et le tableau II.5 .

Tableau II.5: Valeur du facteur de portance pressiometrique.[26]

Nature du sol		Pieu ne refoulent pas le sol(forage,…….)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage,……)
Argile/Limon	A	1.10	1.4
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sable /Grave	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marne, Marno-Calcaires		1.80	2.60
Roche altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

Tableau II.6 : Définition des catégories conventionnelles de sols [27]

Classe de sol			Pressiomètre P_l (Mpa)	Pénétromètre q_c (Mpa)
Argile, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5	< 3,0
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5	3,0 à 6,0
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	> 6,0
	C	Compacts	>2,5	< 5
Craie	A	Molles	< 0,7	8,0 à 15,0
	B	Altérés	1,0 à 2,5	>20,0
	C	Compactes	>3,0	< 5
Marnes, Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	>5,0
	B	Compacts	>4,5	
Roches (1)	A	Altérés	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	>4,5	
(1)L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique, s'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui meubles qui constituent leur phase finale d'évolution toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 Mpa				

- **Détermination de la charge limite de frottement latéral Q_s :**

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

P : le périmètre du pieu

q_s : La valeur du frottement latéral q_s unitaire, à une profondeur z,

La détermination de q_s se fait à partir de la figure 17, et la courbe $q_s=f(p_l^*)$ est sélectionnée du (tableau II.6).

- Courbes Q_1 à Q_4 : (n= nombre de courbe) $\boldsymbol{q_s(z) = 0,04n\frac{P_l(z)}{(1+0,5n)}\left(2-\frac{P_l(z)}{(1+0,5n)}\right)}$
- Courbes Q_5 : $\boldsymbol{q_s(z) = min\{\frac{P_l(z)-0,2}{9}; \frac{P_l(z)+3,3}{32}\}}$

- Courbes Q_6 : $q_s(z) = min\{\frac{P_l(z)+0,4}{10}; \frac{P_l(z)+4,0}{30}\}$

- Courbes Q_7 : $q_s(z) = \frac{P_l(z)+0,4}{10}$

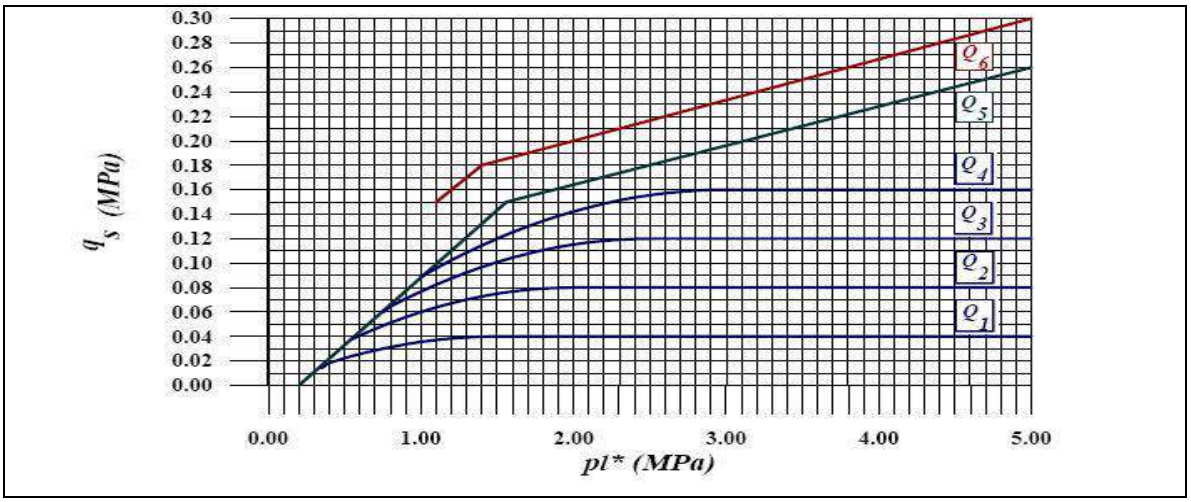


Fig II.4 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_l^* **[**26]

Tableau II.7: Courbe de frottement latéral limite. [26]

	Argiles – Limons			Sables - Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Pl (MPa)	< 0,7	1,2 – 2	> 2,5	< 0,5	1,0 – 2,0	> 0,5	< 0,7	1,0 – 2,5	> 3,0	1,5 – 4,0	> 4,5	> 2,5
Foré simple	Q_1	Q_1 Q_2(1)	Q_2 Q_3(1)	-			Q_1	Q_3	Q_3 Q_5(1)	Q_3	Q_4 Q_5(1)	Q_6
Foré 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)	Q_6
Foré tubé (Tube récupéré)	Q_1	Q_1 Q_2(3)		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	Q_6
Métal battu	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4	Q_4

fermé										
Battu préfabriqué	Q_1	Q_2		Q_3		(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	-
Battu enrobé (6)	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 haute pression (7)	-	Q_4	Q_5	Q_5	Q_6	-	Q_5	Q_6	Q_6		Q_7(8)

- **Hauteur d'encastrement équivalent De : [21]**

La hauteur d'encastrement équivalent D_e est un paramètre conventionnel de calcul, destinée à tenir compte que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur, elle est définie à partir des essais de sol en place : préssiomètre, et le pénétromètre statique.

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

Note **:** P_{le}^* et D_e se réduisent évidemment en cas d'un sol homogène idéal à P_l et D respectivement.

II.4.2.2 L'essai pénétromètre statique [20] [21] [26]

Cette essai grâce elle très répandue au calcul des pieux sous charge axiale, elle base sur la résistance équivalente q_{ce} et la fiche équivalente D_e.

On doit estimer dans ce partis la capacité portante des pieux à partir du pénétrométrique statique, en étudient séparément les corrélations de résistance en pointe et le frottement latéral, le long d'un pieu avec les mesures pénétrométrique.

- **Détermination de la charge limite de pointe Q_p : [21]**

$Q_p = q_l . A$

A : représente la section droite de la pointe du pieu.

q_l : la résistance de pointe, elle est donnée par la formule suivante.

$q_l = K_c.q_c$*

K_c: facteur de portance ;

q_c^e : pression limite nette équivalente.

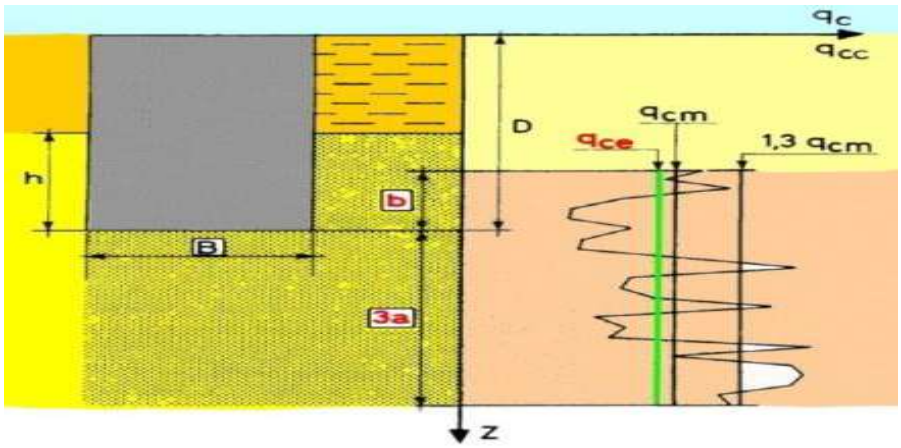


Figure II.5: Schéma de calcul de résistance de pointe. [26]

- **Détermination du facteur de portance kc : [21]**

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu (pieu foré ou battus). Les valeurs de K_c données dans le fascicule 62 figurent dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Détermination valeur de coefficient de portance pénétromrtrique [20]

Type de sol	Pieu ne refoulent pas le sol	Pieu refoulent le sol
Argiles et limons	0.40	0,55
Sables et graviers	0,15	0,50
Craies A	0,20	0,30
Craies B	0,30	0,45

- **Détermination de la résistance pénétrométrique équivalente q_c^e: [21]**

Il est calculé en fonction des valeurs brutes mesurées q_c^e, et non nettes comme c'est le

cas de la méthode préssiométrique. Elle est évaluée comme suit :

-calculer une moyenne analytique dans la zone utile de capacité portante :

$$q_{cm} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} qc(z)$$

a, b : définissants la zone utile de la résistance en pointe sont les même que ceux de la méthode préssiométrique.

-on calcule la résistance pénétrométrique moyenne q_{cm} dans la zone utile.

-on remplace toute la valeur dépassants 1,3 q_{cm}par1, 3 q_{cm}, soit q_{ce}=1,3 q_{cm}

-recalculer la résistance équivalente par :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z)$$

Tel que q_{cc} : la résistance pénétrométrique corrigée.

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des trapèzes limités parles N mesures $\mathbf{q_c}$ sur la tranche [D-b, D+3a],en considérant un pas Δzi entre deux mesures consécutives :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \sum_{i=1}^{i=N} qce.\Delta zi$$

- **La fiche équivalente De : [21]**

Généralement est inférieure à D, est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les résistances pénétrométrique sont représentées par une moyenne analytique égale à q_c^e, soit :

$D_e = \frac{1}{qce} \int_d^D qc(z).dz$

Le terme est égal en général à 0**,** sauf s'il existe des couches superficielles de mauvaise résistance, dont on ne veut pas les introduire dans l'évaluation de la fiche équivalente.

- **Détermination de la charge de frottement latérale Q_s :**

$Q_s = \pi\ B \int_0^D q_s d(z)$

- **Détermination du frottement latéral unitaire q_s :**

La contrainte de frottement latéral limite q_sà la profondeur zest égale à la résistance pénétrométrique à cette profondeur, divisée par un facteur empirique β sans toutefois dépasser une valeur maximale q_s^{max}, soit :

$q_s(z)=\min\left[\frac{q_{c(z)}}{\beta}, q_s^{max}\right]$

Tableau II.9 : valeur deq_s selon la fascicule 62 (q_s et q_s^{max} en kPa)[26]

		Argile/limon			Sable /grave			Craie	
		A	B	C	A	B	C	A	B
foré	β	-	-	-	200	200	200	125	80
	$q_s^{max}(kPa)$	15	40	40	-	-	120	40	120
Foré tubé	β	-	100	-	250	250	300	125	100
			40	40	-	40	120	40	80
	$q_s^{max}(kPa)$	15							
Métal battus fermé	β	-	120	150	300	300	300		
	$q_s^{max}(kPa)$	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué	β	-	75	-	150	150	150		
	$q_s^{max}(kPa)$	15	80	80	-	-	120		

Notons que le règlement simple que, pour des raisons de sécurité le frottement latéral correspondant à des résistances pénétrométrique inférieures à 1 MPa doit être négligé. En outre, en absence des valeurs prescrites du coefficient β, il est recommandé de prendre la valeur maximale, soit q_s^{max}.

L'effort Qs de frottement limite est à calculé sur une hauteur du pieu excluant les tranches sièges au frottement négatif.

II.4.2.3 l'essai de pénétromètre dynamique : [21]

On peut introduire directement le terme de pointe dynamique dans les formules relatives au pénétromètre statique puisque nous avons vu que l'on avait à peu près $q_c = q_d$, mais ces méthodes corrélatives sont très dangereuses et ne doivent pas être utilisées qu'en parfaite connaissance de cause, sur de sites familiers et par des spécialistes sérieux et conformés.

II.4.2.4 l'essai de pénétromètre standard : [11]

il existe une variété des méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isole, à la base de l'essai SPT. Il s'agit des méthodes issues en général de la corrélation purement empirique de résultat d'essai de chargement vertical des pieux avec ceux de l'essai SPT.

$$Q_l = Q_p + Q_s = q_l \frac{\pi B^2}{4} + \pi B \int_0^D q_S \, dz$$

- **Détermination de la charge limite de pointe Q_p [11]**

On suppose que la résistance en pointe et promotionnelle au nombre N représentatif de la zone mobilisé autour de la pointe :

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

$$q_{l=} k_s . N$$

k_s : facteur de portance de SPT

N : représentatif de la zone mobilisé

- **Détermination de la charge de frottement latérale Q_s :**

$$Q_s = \pi B \int_0^D q_S \, dz$$

On suppose que la contraintes limite q_s du frottement latéral, les long du pieu et proportionnelle au nombre N représentatif de l'interface sol-pieu, a la profondeur étudiée:

$$q_{s=} n_s . N$$

Note : on calcul n_s et N selon les méthodes suivant

Les méthodes de calcul empiriques : [21]

Aoki&Velloso :

Tableau II.10: Critère d'Aoki&Velloso. [21]

		Sable	Sable limoneux	Sable argileux	Calcul de N
Pieux foré	k_s (kpa)	286	228	171	N : est la moyenne des trois valeurs le plus proches de la pointe
	n_s (kpa)	2.00	2.28	2.57	
Pieux préfabriqué en béton	k_s (kpa)	571	457	343	
	n_s (kpa)	4.56	5.14	4.00	
Pieux en acier	k_s (kpa)	571	457	343	
	n_s (kpa)	4.00	4.56	5.15	

Lopes &Laprovitera :

Tableau II.11 : Critère de Lopes &Laprovitera [21]

		Sable	Sable limoneux	Sable argileux	Calcul de N
Pieux foré	k_s (kpa)	98.4	87.0	87.0	N : est une moyenne arithmétique des valeurs de N entre – B et +B de part de l'autre part
	n_s (kpa)	1.62	1.94	3.06	

Bazarra&Kurkurt :

Tableau II.12 : Critère de Bazarra&Kurkurt [21]

		Diamètre	Sol pulvérulent	Sol cohérent	Calcul de N
Catégorie 1 - 2 Pieux battus	k_s (kpa)	B≤0.5m	200	60	N : est une moyenne arithmétique des valeurs de N s'étalant de 3.75 B au-dessus de la pointe, à 1B au-dessous N : ne dépasser pas 50 coups
		B>0.5m	200×B		
	n_s (kpa)	B≤0.5m	2.20	3.30	
		B>0.5m	4.40 ×B		
Catégorie 3 -4 Pieux forés	k_s (kpa)	B≤0.5m	135	40	
		B>0.5m	270×B		
	n_s (kpa)	B≤0.5m	0.67	2.00	
		B>0.5m	1.34×B		

Méthode de Meyerhof (1976). [13]

Le manuel canadien d'engineering des fondations (2006) recommande d'utiliser soit la méthode de Meyerhof (1976) soit la méthode de Decourt (1995) dans le cas où on calcul la force portante d'un pieu isolé à partir des résultats des essais SPT.

Meyerhof propose de déterminer la force portante d'un pieu en utilisant l'équation suivante :

$$Q_l = m\ N_p A_p + n\ N_s \text{PD}$$

Avec :

Q_l: Force portante du pieu.

m : Facteur empirique, **m=400** pour un pieu battu et **m=120** pour un pieu foré.

Np : Nombre de coup SPT à la base du pieu, il a proposé que la valeur représentative soit une moyenne arithmétique des nombres N dans une zone entre **8D** au-dessus de la base et **3D** en dessous.

D : Diamètre du pieu.

Ap : Section de la base du pieu.

n: Facteur empirique, **n=2** pour un pieu battu et **n=1** pour un pieu foré.

Ns : Nombre de coup SPT moyen le long du pieu.

P : Périmètre du pieu.

Méthode de Decourt (1995). [28]

Decourt a développé une corrélation plus rapprochée de la résistance à la base et au frottement latérale du pieu avec les valeurs de SPT. Il a suggéré les relations suivantes :

$$q_s = \alpha\ 2{,}8N_{60} + 10\ kpa$$

$$q_p = K_b\ N_b$$

α =1 pour les pieux battus dans tous les types de sol et pour les pieux forés dans les argiles, et 0.5 à 0.6 pour les pieux forés dans les sols pulvérulents.

N_{60} : Nombre de coups SPT moyen le long du fut du pieu.

N_b : Nombre de coups SPT moyen à la base du pieu.

K_b: Facteur de résistance en pointe donné dans le (tableau II.12).

Tableau II.14 : Valeurs du facteur K_b [28]

Type de sol	Pieu battu	Pieu foré
Sable	325	165
Sable limoneux	205	115
Limon argileux	165	100
Agile	100	80

II.5 l'essai de chargement statique : [11]

L'essai de chargement en vraie grandeur est outil pratique d'analyse in-situ de la capacité portante et du tassement d'un pieu isole qui permet de affranchir des incertitudes liée au calcul. Il est systématiquement mène dans le cadre d'un important projet, afin de confirmer les prévisions du comportement du pieu, ou chaque fois que les méthodes de calcul ne mènent pas a des résultats sûrs, mais entachées d'incertitudes

Comme schematisee a la figure II.6, Le principe de l'essai consiste à charger un pieu réel avec des incréments de charge verticale jusqu'a a envions 1.30 fois la capacité portante calculée, et de mesurer le tassement en tâte.

Si le pieu est instrumente par des extensomètres (jauge de déformation, extensomètre amovible, etc.), on peut mesurer les efforts le long du fût, déterminer ainsi l'effort $\mathbf{Q_p}$ **et** $\mathbf{Q_s}$ et en déduire ainsi la capacité portante.

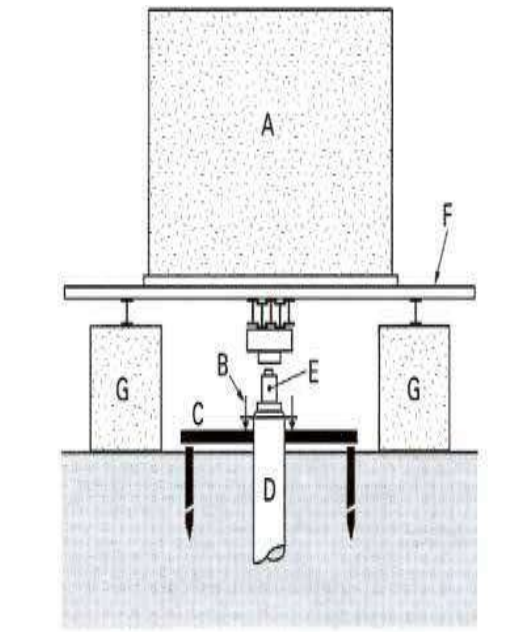




Figure II.6 : Dispositif général pour l'essai de chargement (Roger Frank) [29] [30]

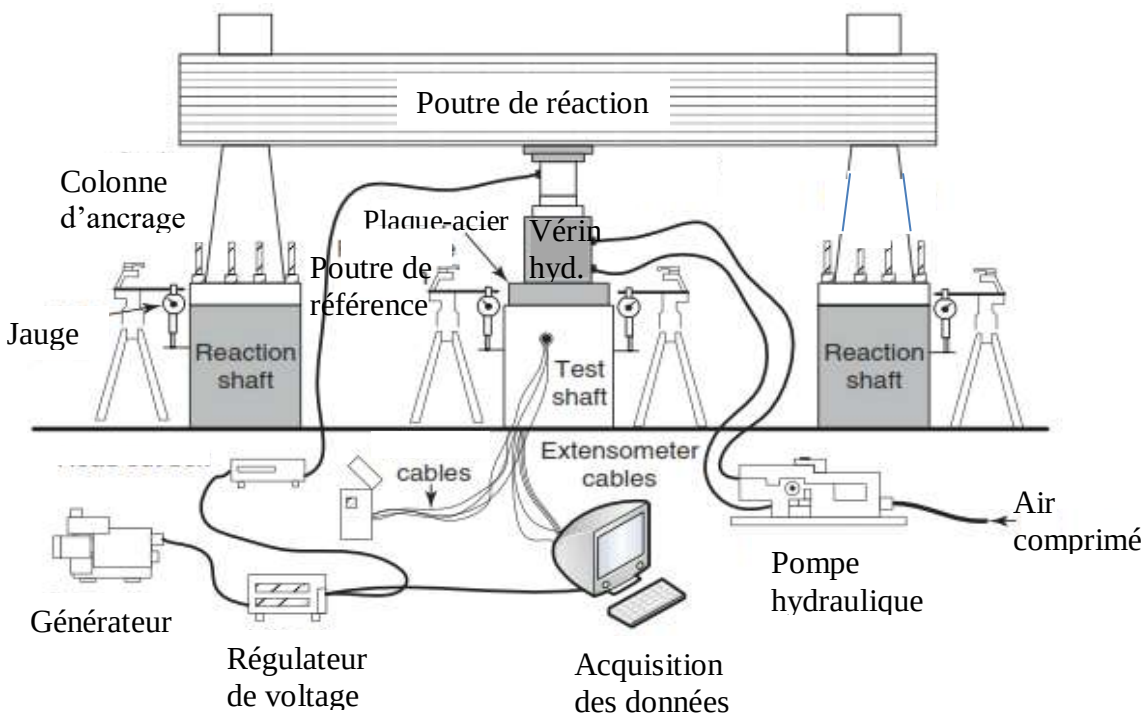


Figure II.7: Dispositif plus détaillé de l'installation de l'essai de chargement (Tomlinson, Woodward, 2014). [15]

Il existe plusieurs méthodes d'estimation de l'effort vertical limite dont les plus courantes sont résumées au (tableau II.13),

Tableau II.15 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumente [11]

N	Méthode	Procédure	Référence
1	Lisage hyperbolique	$\boldsymbol{V0}$ **/Q=1/∝+** $\mathbf{V_0}$ V_0:Tassement en tête α : pente initiale de la courbe Ql :effort verticale limite	Duncan et Chang (1970)
2	Critère de la tangente	Tracer la tangente à la courbe Tracer la tangente de pente 7 kn /mm Ql est l'intersection des deux tangentes	Butler e hoy (1977)
3	Critère de 80 %	Tracer la courbe $\frac{\boldsymbol{V0}^{\frac{1}{2}}}{\mathbf{Q}} = \mathbf{f}(\boldsymbol{V0})$ Ajuster l'allure linéaire par un droite a+b $V0$ **Ql=0.5**$(\boldsymbol{a}.\boldsymbol{b})^{\frac{1}{2}}$	Hansen (1963)

4	Critère de la valeur limite	Tracer sur la courbe **Q- V_0** et la droite de compression élastique du pieu Tracer une droite parallèle a la première et passant par le point **(0.15+B/120 ,0)** L'intersection avec la courbe **Q- V_0** donne **Ql**	Davisson (1972)
5	Critère conventionnel	Ql correspond a un tassement en tête de **B/10**	

Les résultats obtenus permettent une simple interprétation graphique, en vue de la détermination de la capacité portante $\mathbf{Q_{l,\,de}}$ la charge critique $\mathbf{Q_c}$ et du tassement sous la charge de service $\mathbf{Q_s}$

En fait, les résultats expérimentaux sont présentés sous forme des courbes de la figure 2 .3 .La capacité portante correspond une asymptote de la courbe de chargement (a) si elle est évidente. Sinon, la capacité portante correspond conventionnellement à la charge **Q** causant un tassement égale à **B /10**

La courbe (b) de cette figure donne l'évolution du tassement en tète du pieu sous une charge donnée en fonction du logarithme du temps. Cette évolution, comme l'enseigne l'expérience des essais, est pratiquement linéaire, caractérisée par une pente **α** (mm/mn) pour chaque effort **Q.**

Sur la courbe (c), en traçant la pente **α** en fonction de **Q**, on remarque qu'au-delà dune certaine charge, la vitesse des tassements (ce qui équivalant a la pente **α**) augmente brusquement, ce qui correspond au domaine d'instabilité des tassement dans le temps , et dont le seuil est bien la charge critique $\mathbf{Q_c}$, cette dernière est définie comme étant l'abscisse de l'intersection des deux droites sur

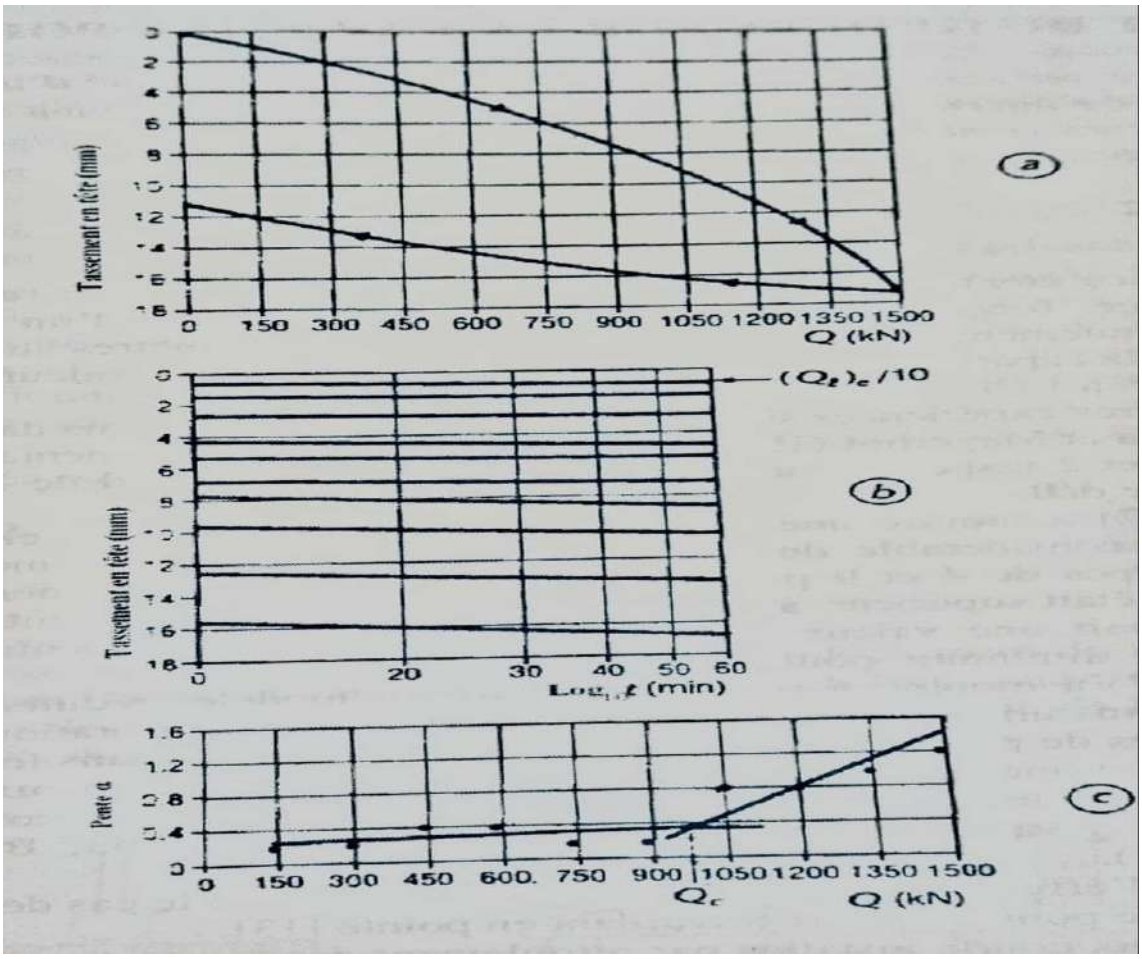


Figure II.8 : Interprétation de l'essai de chargement d'un pieu [11].

Selon le CCT-98, les charge **Q_c** et **Q_l** obtenues de l'essai sur un pieu non instrumente affectées par un coefficient minorateur de 1.2, au préalable de leur utilisation pour dimensionnement

II.7 Effet du groupe de pieu sur capacité portante : [20]

La charge verticale limite ou capacité portante globale Q_l^g d'un groupe de N pieux peut être inferieur à N fois la charge limite Q_l^∞ d'un pieu isole travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient c_g d'un pieu en termes de capacité portante, est défini par :

$$C_g = \frac{Q_l^g}{N.Q_l^\infty}$$

Sur le plan réglementaire, le règlement français CCTG-93 prescrit la règle suivant :

1-Groupe de pieux reposant sur un sol très résistance :

L'effet de groupe de pieux est à négliger, ce qui mène à donner la valeur 1au coefficient d'efficacité

2- **Groupe de pieux reposant sur un sol cohérent :**

Le coefficient d'efficacité est le plus petite des deux valeurs suivantes :

- Valeur de Cg donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi.

Selon la (figure II .9 et II.10), il s'agit de considérer le groupe de pieux et le sol entre les pieux comme une fondation monolithique massive ayant une section droite et un périmètre égaux a ceux du groupe. La fiche de ce radier fictif est égale à 2/3 celle des pieux si ces derniers sont flottants, et est égal à toute la fiche s'ils travaillent en pointe. Cette fondation sera calculée comme si elle est isolée, selon les méthodes vues ci-dessus, ce qui aboutit ainsi à la charge limite Q_l^g du groupe.

- Valeur donnée par les formules suivantes :

$Cg=1$ si $d/B >3$

$Cg= (1+d/B)/4$ si $1<d/B<3$

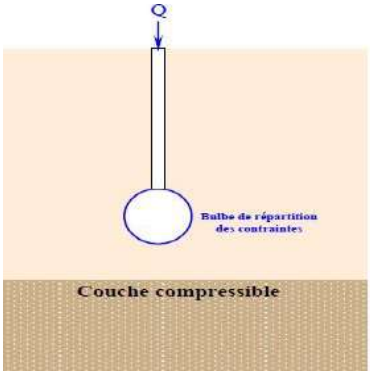


Figure II.9 : schéma pieu isolé

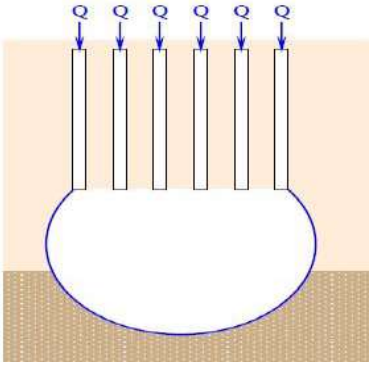


Figure II.10 : schéma groupe de pieu

3-Groupe de pieux dans un sol pulvérulent :

En cas d'un groupe de pieux mis en place sans refoulement du sol, ou d'un groupe de pieux refoulant un sol frottant dense à très dense, Cg doit être le minimum des valeurs suivantes celle donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi et celle donnée par la formule de Converse-Labarre.

En cas de groupe de pieux refoulant un sol frottant lâche, C_g est à prendre, pour des raisons de sécurité égale à 1

La formule de Converse-Labarre , applicable pour des pieux identiques , verticaux et régulièrement espacés , donne le coefficient C_g en fonction des paramètres géométriques du groupe , comme suit :

$$C_g = 1-2\frac{arctg\,(\frac{B}{d})}{\pi}(2-\frac{1}{m}-\frac{1}{n})$$

d, m et n sont respectivement la distance entraxes des pieux, le nombre de rangées et le nombre de pieux par rangée

Selon le code anglais BS-8004, dans les sols grenus, l'espacement au de là du quel l'effet du groupe disparait est de 3 diamètres pour les pieux flottants et de 1 diamètre pour les pieux travaillant en pointe.

Conclusion :

Dans ce chapitre, Nous avons essayé d'assembler les diverses approches traitant du calcul ou bien la mesure de la capacité portante d'un pieu chargé verticalement passant par les méthodes statiques, les formules dynamiques et empiriques, ainsi que l'essai de chargement statique. Nous avons terminé ce volet par l'effet de groupe de pieux sur la portance du sol.

III.1. Introduction :

Ce travail de mémoire se propose de mener une étude détaillée de dimensionnement de méga pile sud de projet de stade de Baraki d'une capacité de 40000 place à wilaya d'Alger, ainsi qu'une modélisation numérique sous une charge axiale. Pour atteindre ces objectifs, une interprétation des différentes données géotechniques disponibles est nécessaire pour analyser les conditions réelles du site. Le présent chapitre vise la présentation du projet, du site ainsi qu'une étude des caractéristiques du sol fourni par la compagne géotechnique.

III.2. Description du site et du projet : [32]

L'ouvrage comporte outre le bloc gradins sur le pourtour du stade, une tente à cloche en charpente métallique, ayant une longueur d'arc de 200 m, soutenue par 4 méga piles à tour losangées creuses. Chaque méga pile occupe une aire de 11x30 m environ et sa base se trouve à 11 m de profondeur sous le terrain naturel, et supportant une charge maximale de 30000kN. Les charges aux pieds de semelles transmises par les méga piles sont transférées à la tête des méga piles ayant une hauteur de 33.5 m.

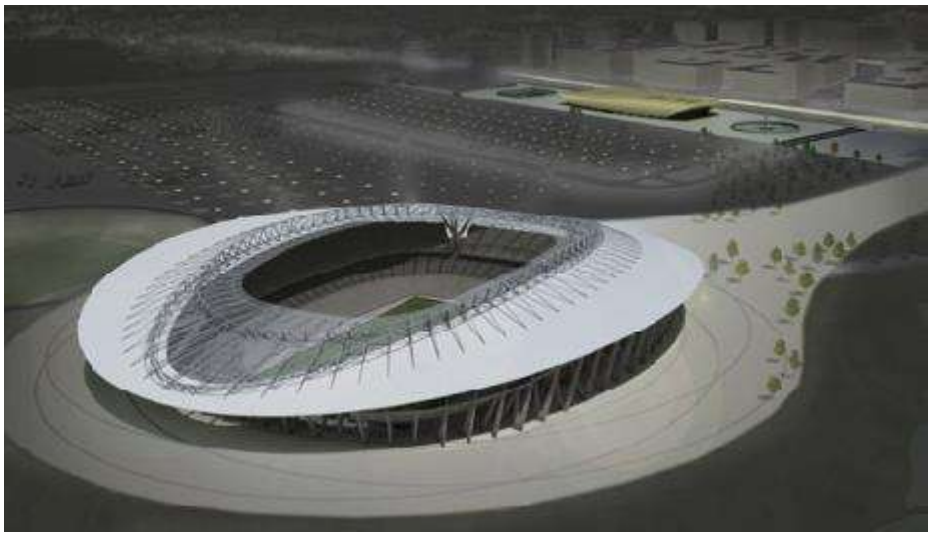


Figure III.1: Vue en perspective du stade de Baraki, Alger. **[32]**

L'assiette du terrain réservée pour abriter le stade de Baraki présente une topographie relativement plane d'une surface de 0.15km² et est localisée à côté du cimetière de Sidi Arcine à la sortie Est de Baraki, elle est limitée par :

- La route menant Baraki vers El Harrach au Nord,
- L'autoroute menant Dar El Beida vers Ben Aknoun à l'Est,
- Le cimetière de Ben Ghazi à l'Ouest
- Et par l'autoroute menant Dar El Beida vers Blida au Sud.

Le projet sera réalisé à Alger classée en Zone II_A (forte sismicité) selon le RPA 99 / 2003.

Les coordonnées approximatives U.T.M du centrede l'assiette sont :

X : 517 086.844 m Y : 4 078 451.312 m

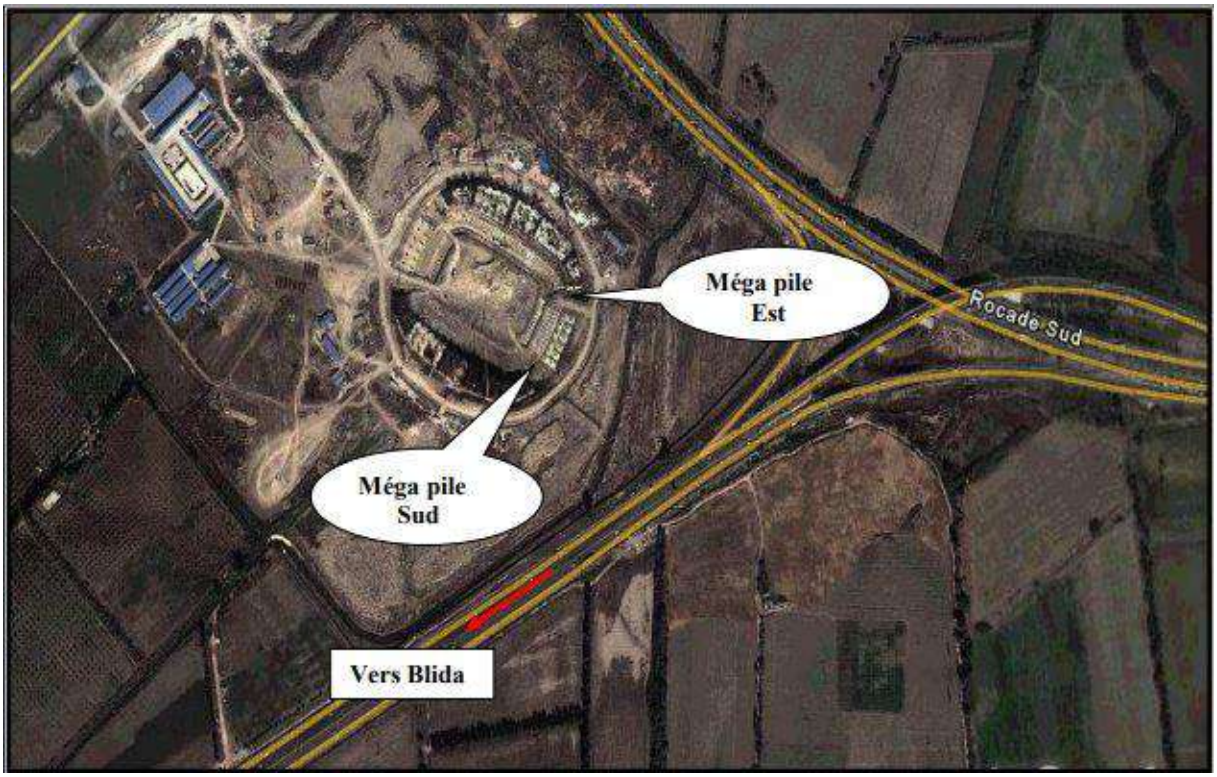


Figure III.2:Situation du projet. **[32]**

Le terrain du projet a montré l'existence d'un bon sol dans la zone Ouest Nord alors que la zone Est et Sud se compose d'un mauvais sol de caractéristique moyenne à faible, c'est pour cela on a opté pour l'étude de l'effet de l'injection de coulis de ciment sur l'implantation des méga piles au niveau des deux zone Est et Sud.

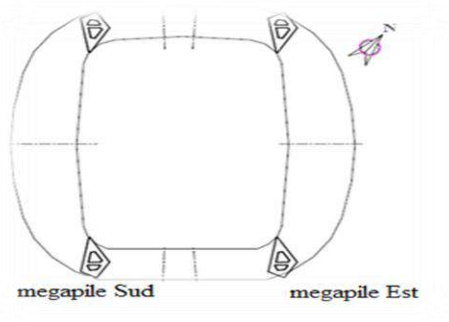


Figure III.3: Position des méga piles avec une échelle de 1/50000

III.3.Topographie du site : [32]

Le site choisi pour le stade de Baraki est représenté par une topographie plus ou moins plane.

III.4. Contexte Géologique [32]

III.4.1. Géologie régionale :

D'après la carte géologique de Larbaa au 1/50000, la partie Sud-Est d'Alger est représentée par les formations suivantes :

- *Le primaire :* par des roches éruptives (dacitoide andésitique à biotite, pyroxène et hornblende), de roches métamorphiques (schistes à aspect lustré), grès micacés rouges et poudingues à galets et quartz blanc.

- *Le secondaire :* correspond aux brèches dolomitiques et gypseuses du Trias et autres calcaires liasiques.

- *Le tertiaire :* est représenté par de nombreux termes tels que :

- les flysch albo-aptiens,
- les calcaires (cénomanien),
- les marnes et calcaires du sénonien,
- les formations de Takourabett, poudingues, grès, marnes et calcaires de l'éocène,
- marnes et argiles, grès et poudingues de Carténien,
- calcaires et tufs (Helvétien),
- marnes et argiles bleues du sahel,
- marnes jaune, calcaires, sables, grès et poudingues coquillé de l'Astien,
- poudingues grès et sables du Villafranchien.

- *Le quaternaire :* correspond aux marnes et cailloutis de maison carrée (comblement de la Mitidja) d'âge Pliocène récent et Quaternaire ancien, alluvions récentes et de terrasses de vallées Pléistocène, éboulis et dépôts de pentes et enfin par les alluvions actuelles.

La région de Baraki est cartée a^1, a^2, a^3 qui correspondent successivement aux alluvions caillouteuses et limoneuses, marécageuses et marnes et cailloutis de maison carrée en plus des alluvions récentes.

III.4.2. Géologie locale :[32]

D'après notre visite au site concerné par l'étude, les formations affleurantes sont constituées essentiellement par des argiles sableuses et des alluvions anciennes (comblement de la Mitidja).

III.5. Sismicité :[32]

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région, pour cela, il faut se référer à la réglementation.

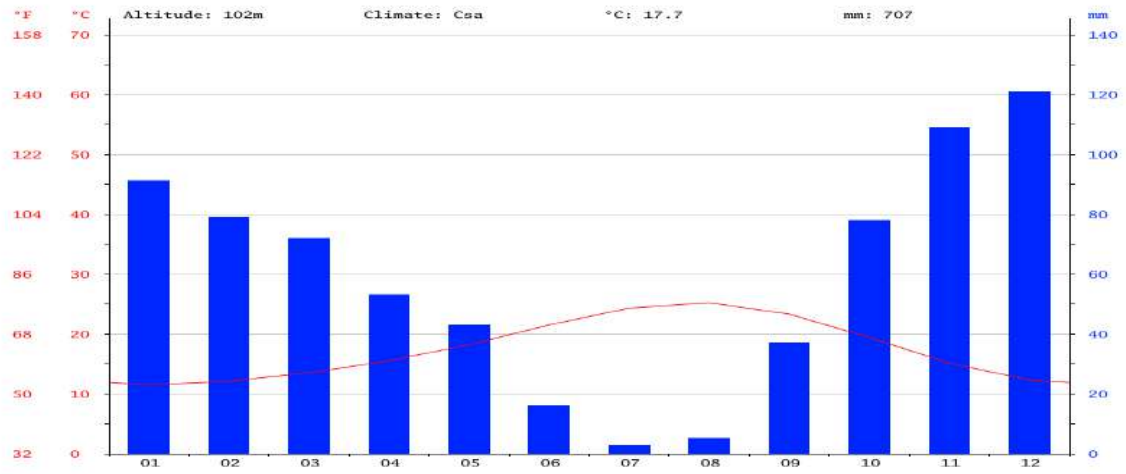
Le territoire algérien est divisé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) en cinq zones de sismicité croissante : de la zone 0 (sismicité négligeable) à la zone III (sismicité très élevée), définies sur la carte des zones sismique (figure III.3) et un tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune (RPA 99 version2003).

Le coefficient d'accélération A est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le (TableauIII.1).

III.6. hydroclimatique

La ville d'Alger bénéficie d'un climat tempéré chaud. La pluie dans Alger tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. D'après Köppen et Geiger, le climat y est classé Csa. La température moyenne annuelle à Alger est de 17.7 °C. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 707 mm.

III.6.1.Diagramme climatique Alger :



La différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 118 mm. La température moyenne au court de l'année varie de 13.7 °C.

III.7. Les eaux souterraines :[32]

Le niveau de la nappe phréatique dans le sol a été relevé au moment de l'exécution des sondages à 1,05～1,90m de profondeur à l'Est avec une altitude de 11,209～12,277m, à l'Ouest la profondeur est de 21,3～25,75m avec une altitude de -6,949～-10,945m. Les eaux souterraines coulent du Nord au Sud, et le niveau d'eau est dans la période des eaux riches annuel le moment de la prospection.

III.8. Définition de la compagne de reconnaissance :[32]

La reconnaissance du sol a commencé comme toute investigation géotechnique par l'exploitation des documents bibliographique disponibles telles que les cartes géologique, les cartes topographiques, les photographies aériennes, mais celles-ci sont insuffisantes car elles ne donnent aucune indication sur les caractéristiques mécaniques et physiques des sous-sols.

Une investigation géotechnique a été faite par le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P) du site de projet, l'ensemble des essais réalisés se compose de :

- Trois (03) sondages carottés de 20.00 mètres de profondeurs équipé de piézomètre.
- Quatre (04) sondages carottés de 65.00 mètres de profondeurs équipé de piézomètre.
- Deux (02) sondages carottés de 48.00 mètres de profondeurs équipé de piézomètre.
- Douze (12) essais de pénétrations statiques poussées jusqu'au refus
- Huit (08) profils sismiques réfraction.
- Trois (03) essais Down Holl.
- Cinq (05) sondages électriques.

- Quatre (04) sondage préssiométriques Ménard (SP1, SP2, SP3, SP4) jusqu'à 90m de profondeur ont été réalisés. Le programme géotechnique est établi comme suit :

  - SP1 : forage de 0 à 40 m sans essais et forage de 40 à 90 m avec essai pressiométrique chaque 2 m de profondeur.
  - SP2 : forage de 0 à 90 m avec essais préssiométriques chaque 2 m de profondeur à partir de 1 m profondeur du terrain naturelle.
  - SP3 : forage de 0 à 40 m sans essais et forage de 40 à 90 m avec essai pressiométrique chaque 2 m de profondeur à partir de 42 m.
  - SP4 : forage de 0 à 90 m avec essais pressiométriques chaque 2 m de profondeur.

III.9.Données pressiométriques :

a) SP1 :

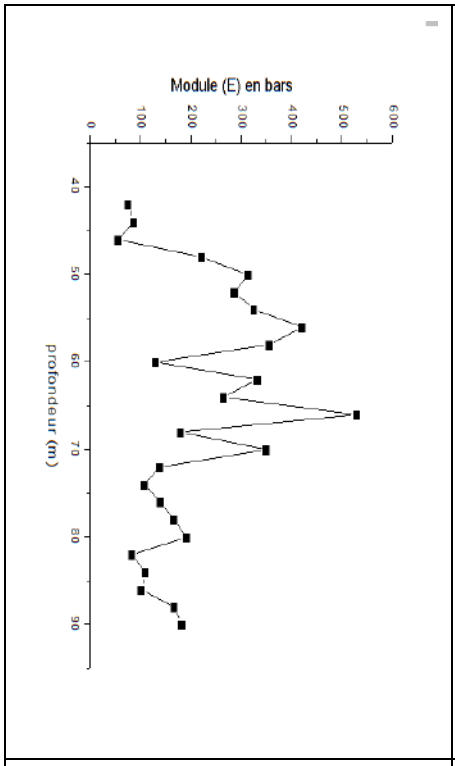


Figure III.4: Valeurs du module pressiométrique en fonction de z.

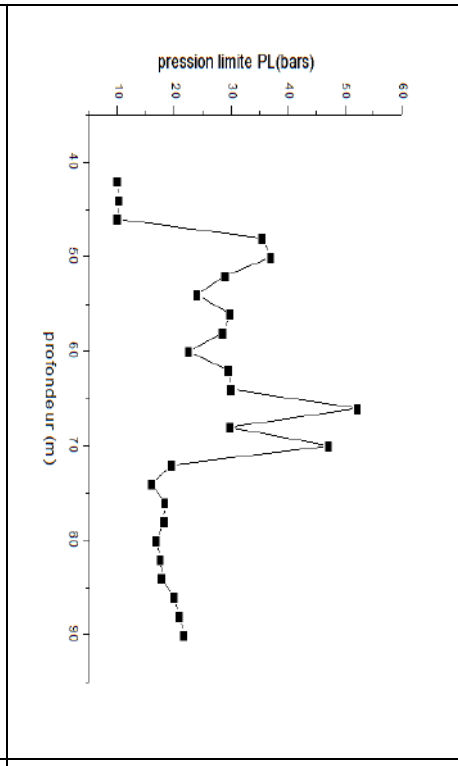


Figure III.5: Valeurs de Pl en fonction de z.

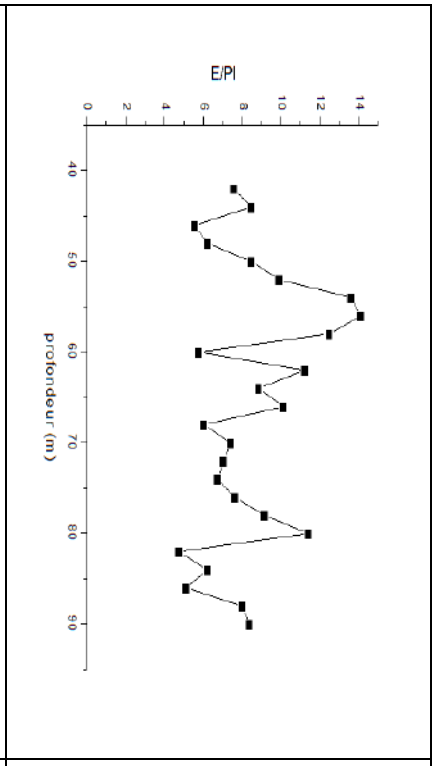


Figure III.6 : Valeur de E/Pl en fonction de profondeur z.

b) SP 2 :

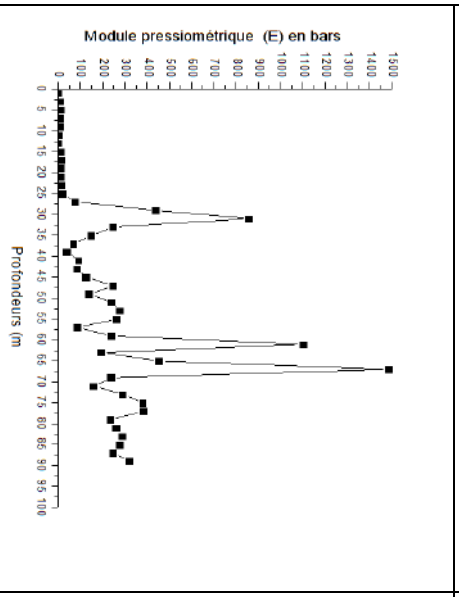


Figure III.7: Valeurs du module pressiométrique en fonction de z.

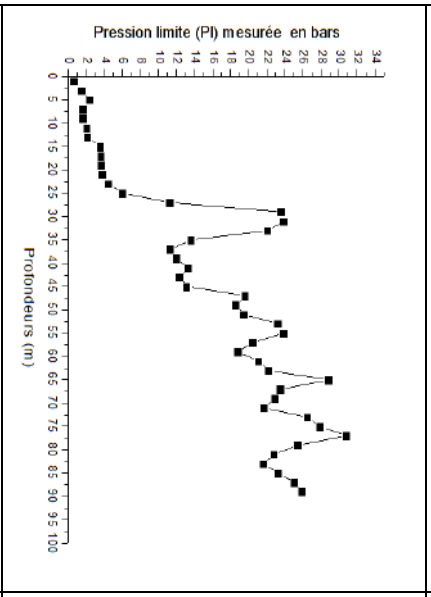


Figure III.8: Valeurs de Pl en fonction de z.

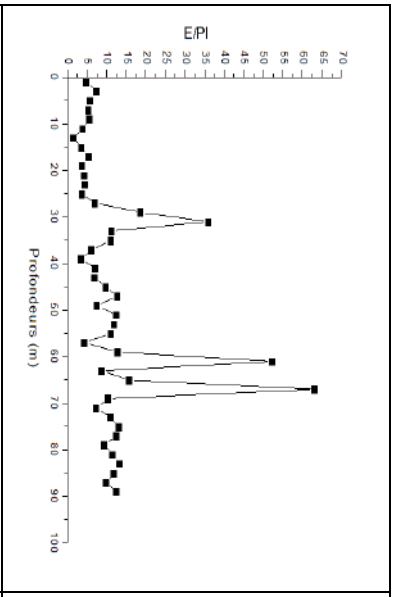
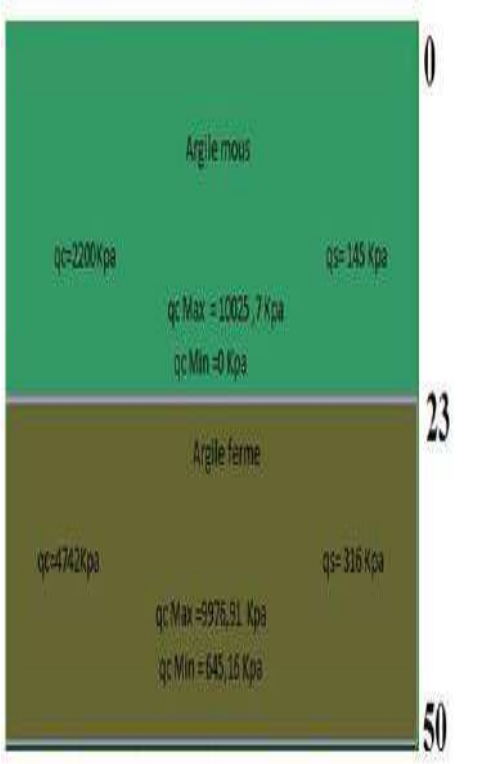


Figure III.9 :Valeur de E /Pl en fonction de profondeur z.

III.10 Données pénétromètre statique (Gouda)



Figuer III.10:répresenter profil .

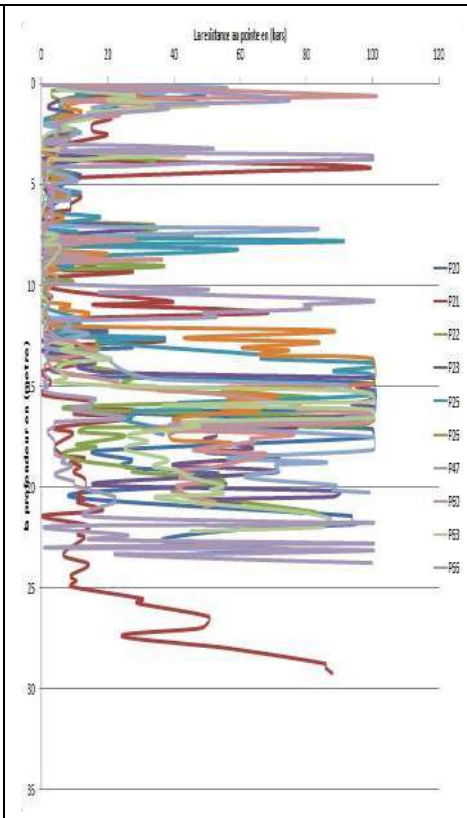


Figure III.11 : la valeure de resistance au pointe en fonction de profondeur.

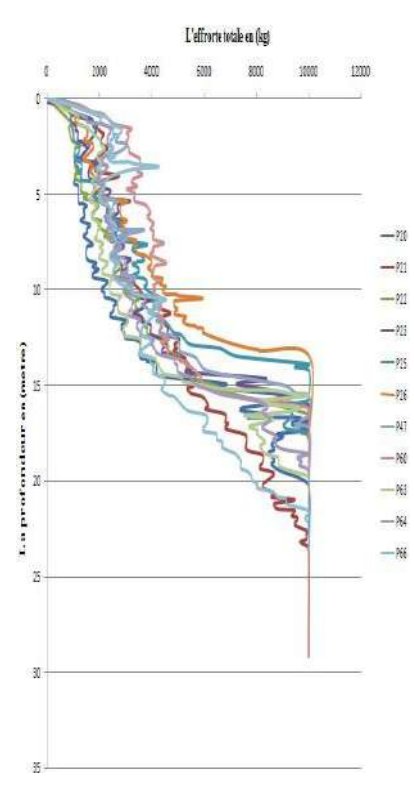


Figure III.12 : la valeure de l'effort totale en fonction de profondeur.

III.11 Synthèse des données géotechniques et les profiles du sol

L'interprétation des résultats des essais géotechniques, corrélée avec le données recueillies des forages, a permis une évaluation de la répartition des couches et la profondeur descouches du sol. Du point du vue géologique, les principales formations rencontrées sont en général des alternances d'argile et de marne brunâtres à verdâtres renfermant des passages de vase grisâtre, de la tourbe noirâtre suivi par endroit par dépôts de sable fin à moyen avec graviers et galets (dépôt alluvionnaire) surmontant un substratum marneux a argileux avec des tâches grises claires peu graveleuse à graveleuse par en droit.

D'après la classification du fascicule 62, on peut classer notre sol comme argile ferme de classe (B) à argile très ferme dure de classe (C) en alternance avec de la marne tendre de classe (A) parfois de la marne compacte de classe (B), renfermant des horizons de sable et grave moyennement compact de classe (B) à des sables avec grave compactes de classe (C).

La coupe verticale du terrain en regroupant les sondages carottés nous a permis de préparer une profile : représente le côté Sud.

La nappe phréatique fluctue à une faible profondeur et nous avons considéré tout le sol saturé pour travailler dans le cas le plus défavorable.

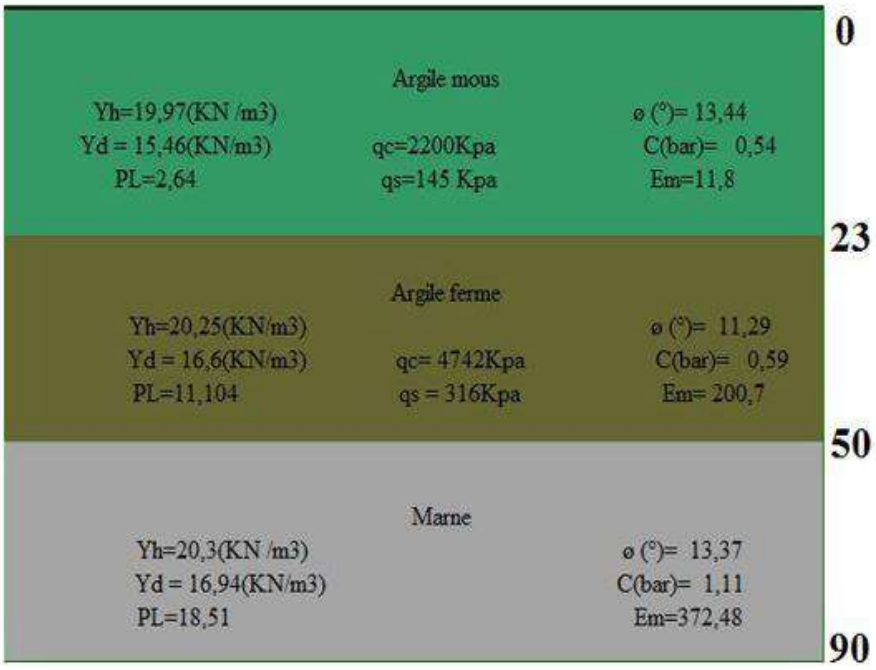


Figure III.13 : modèle géotechnique au droit du la zone sud

Conclusion

Dans ce chapitre, une présentation afin d'analyse du projet et du site à été faite pour regrouper les différentes données géotechniques disponibles pour analyser les conditions

réelles du site et mieux comprendre l'application des méthodes de calcul à partir des essais in-situ et de laboratoire de chargement de pieux sous charge verticale.

IV .1 Introduction :

Cette partie consiste à comparer les différentes méthodes courantes de calcul de la capacité portante des pieux sous charge axiale aux résultats d'essais de chargement de pieux pour mieux apprécier la qualité de prévision des différentes méthodes de calcul utilisées par les ingénieurs.

Pour notre projet ils ont mis en pratique deux essais in situ dont l'essai pressiométrique PMT et l'essai de pénétromètre statique CPT et l'essai à laboratoire,

IV.2 Définition des charges transmises à la fondation

Le tableau IV.1 représente les différentes charges structurales transmises à la semelle du mégapile de côté Sud, et qui répartit cette charge sur les pieux au-dessous :

Tableau IV.1: Charges élémentaires en pied de mégapile Sud

Elément	Poids propre	D	EX	EY	EZ	S1	S2	S3	S4
Charge (kN)	40096	3376	3697	5153	16765	1929	1739	1006	975
Elément	S5	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8
Charge (kN)	1781	230	430	213	266	234	16	1039	514
Elément	W9	W10	W11	W12	W13	W14	T1	T2	T3
Charge (kN)	1061	368	686	229	926	451	441	220	375

Ce tableau ne représente qu'une seule partie de la charge de l'ouvrage, le reste des tableaux sont inclus dans l'annexe .

D'où les paramètres mentionnés sur le tableau sont définis comme :

D : Charge permanente de la mégapile de côté Sud.

E_i : Charge sismique selon l'axe i.

S_i : Surcharges d'exploitation.

W_i et T_i : L'effet du vent et du temps respectivement.

D'après le CCTG-93, Titre 5, fascicule 62, on utilise les formules du tableau 4.2 pour calculer les combinaisons de charges qui seront par la suite exploitées pour la vérification de portance.

Tableau IV.2: Combinaisons d'actions aux états limites pour les fondationsde génie civil.

Combinaison		Formulation
E.L.U	Fondamentale	$1.35G + 1.35G_{sp} + max\left\{1.35G_{sf}, 1.5Q_1 + \sum Q_i\right\}$
	Accidentelle	$G + E + G_{sp} + G_{sf}$
E.L.S	Quasi-permanente	$G + G_{sp} + G_{sf}$
	Fréquente	$G + G_{sp} + max\{G_{sf}, \varphi_1 Q_1\}$
	Rare	$G + G_{sp} + max\left\{G_{sf}, Q_1 + 0.77\sum Q_i\right\}$

Gsp : charge de la poussée des terres sur le pieu.

Gsf : charge du frottement négatif sur le pieu.

Par la suite, on limite les valeurs de forces verticales calculées des combinaisons de charges aux valeurs Qd (charge de calcul) pour déduire le nombre N de pieux nécessaire pour supporter cette charge.

$Q \leq N.Q_d$

Tableau IV.3: Valeurs de Q_d en cas de chargement vertical.

Etat limite	Combinaison	Chargement en compression
Ultime	Fondamentale	$Q_l/1.40$
	Accidentelle	$Q_l/1.20$
Service	Rare	$Q_c/1.1$
	Quasi-permanente	$Q_c/1.40$

La surface de la semelle : S=28*16=448 m^2

La charge répartie sur la semelle : 24*448 =10752 KN

- *Combinaison fondamentale :*

Q=394567,5 kN

- *Combinaison accidentelle :*

Q=312271kN

- *Combinaison rare :*

Q=293773,19 kN

- *Combinaison quasi-permanente :*

Q=246680kN

Tableau IV.4: Récapitulation des résultats de combinaison de charges aux états limites.

		La charge
E.L.U	Fondamentale	Q= 394567,5 kN
	Accidentelle	Q= 312271 kN
E.L.S	Rare	Q= 293773,19 kN
	Quasi-permanente	Q= 246680 KN

IV.3 Interprétation des essais de chargement vertical de Stade de Baraki

Les essais de chargement statiques sur les pieux d'essais sont localisés les plus proches possible de l'endroit des mégapiles pour avoir des résultats plus ou moins représentatives de la portance et du tassement du sol sous les mégapiles. La figure IV.1représente l'emplacement des pieux d'essais par rapport aux mégapiles.

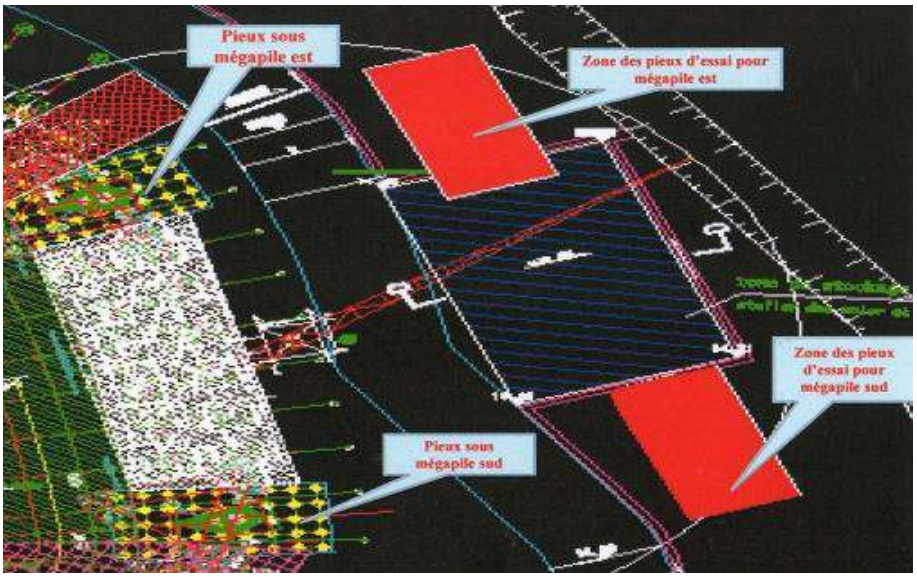


Figure IV.1: Implantation des pieux d'essai

a) Processus de l'essai. [34]

La charge est appliquée successivement par le biais de six vérins de 6300kN avec la méthode de la mise en charge du poids de massif. La pression hydraulique est relevée à l'aide des capteurs de pression et la charge est convertie selon la courbe de calibration. 4 capteurs de déplacement sont disposés symétriquement sur la tête de pieu au cours de l'essai, le déplacement moyen est obtenu. L'essai de chargement est divisé en trois étapes conformément à NF P94-150-1: la préparation, le premier cycle de chargement et le deuxième cycle de chargement (voir figure IV.2).

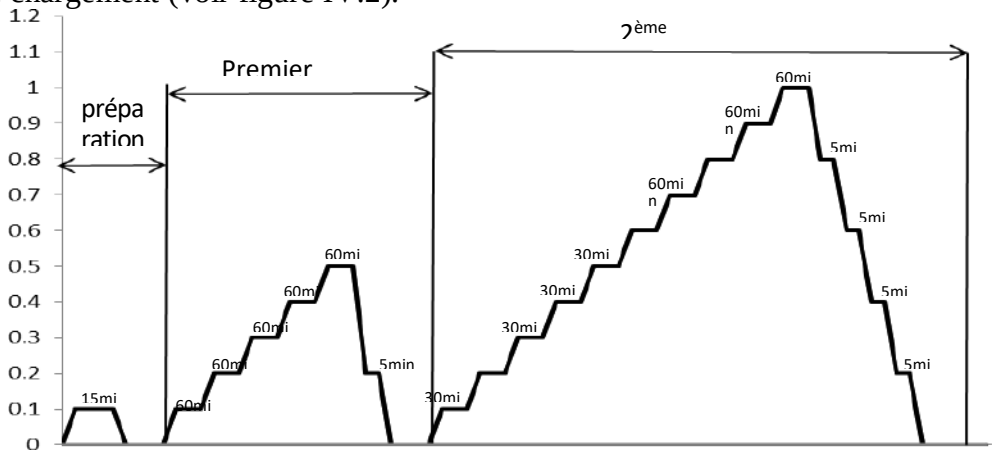


Figure IV.2 Processus de la mise en charge. [32]

Durant la phase de la préparation de l'essai, les valeurs de déplacement sont relevée s à 1, 2, 3, 4, 5, 7, 10 et 15 minutes. Durant les phases de chargement du premier cycle et du deuxième cycle, les valeurs de déplacement de chaque palier sont relevé es à 1, 2, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45, 50 et 60 minutes. Durant les phases de déchargement du premier cycle et du

deuxième cycle, les valeurs de déplacement de chaque palier sont relevées à5 minutes.



Figure IV.3 Traitement de la plate-forme. [32]



Figure IV.4 Aménagement des poutres de repère. [32]



Figure IV.5 Observation des déplacements. [32]

b) Résultats d'essai de chargement statique:

- **charge limite du fluage Q_c**

- Pieu d'essai du côté Sud avec injection

Tableau IV.5 : Valeurs de vitesse de tassement du pieu avec injection

Charge Q (kN)	Vitesse de tassement (mm/min)
2180	0,0631
4360	0,0316
6540	0,039
8720	0,0165
10900	0,16
13080	0,411
15260	0,499
17440	0,499
19620	0,677
21800	0,631

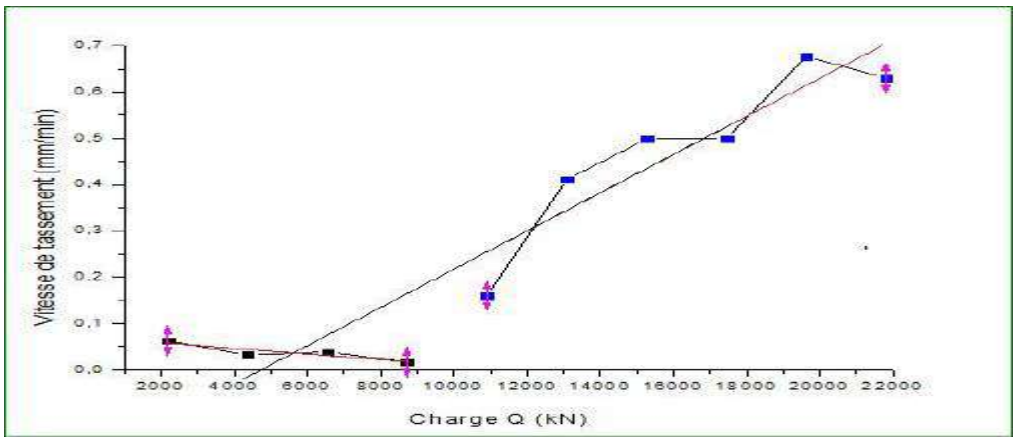


Figure IV.6 Courbe vitesse de tassement = charge Q_c avec injection

- Pieu d'essai du côté Sud sans injection

Tableau IV.6 : Valeurs de vitesse de tassement du pieu sans injection

Charge Q (kN)	Vitesse de tassement (mm/min)
2180	0,0259
4360	0,0623
6540	0,077
8720	0,0611
10900	0,0967
13080	0,487
15260	0,587
17440	0,594
19620	0,91
21800	1,061

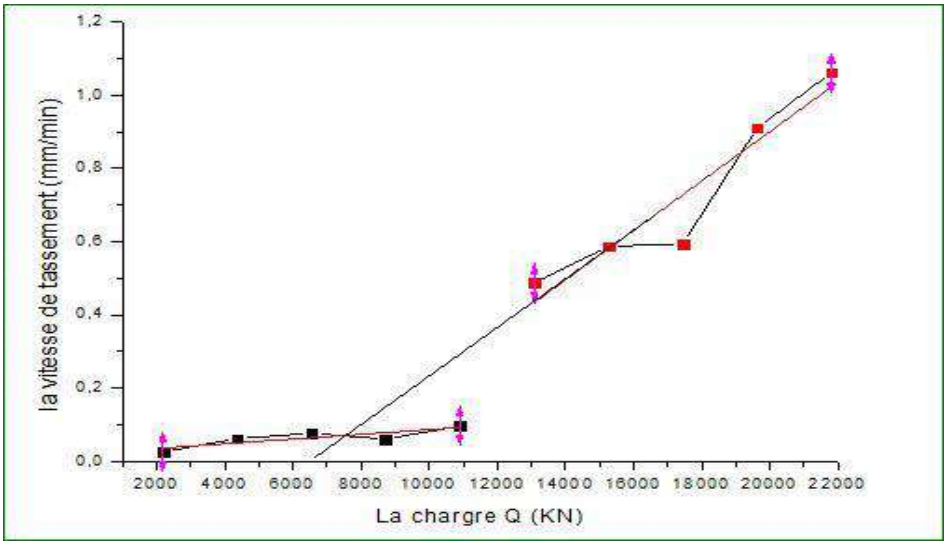


Figure IV.7 Courbe vitesse de tassement = charge Q_c du pieu sans injection

Tableau IV.7 : Récapitulation des résultats de la charge de fluage trouvés de l'essai de chargement

	avec injection	Sans injection
Q_c (KN)	5648,00	7507,81

- **charge limite Q_l**

- **Pieu d'essai du côté Sud avec injection**

Tableau IV.8: Valeurs de tassement du au chargement du pieu 1-1

cycle	% Q	Charge Q (kN)	Tassement (mm)
	0.2 Q	2180	1.83
	0.4 Q	4360	3.91
	0.6 Q	6540	6.4
	0.8 Q	8720	9.13
	1.0 Q	10900	12.16
	1.2 Q	13080	13.32
	1.4 Q	15260	16.64
	1.6 Q	17440	20.36
	1.8 Q	19620	24.14
	2.0 Q	21800	27.87

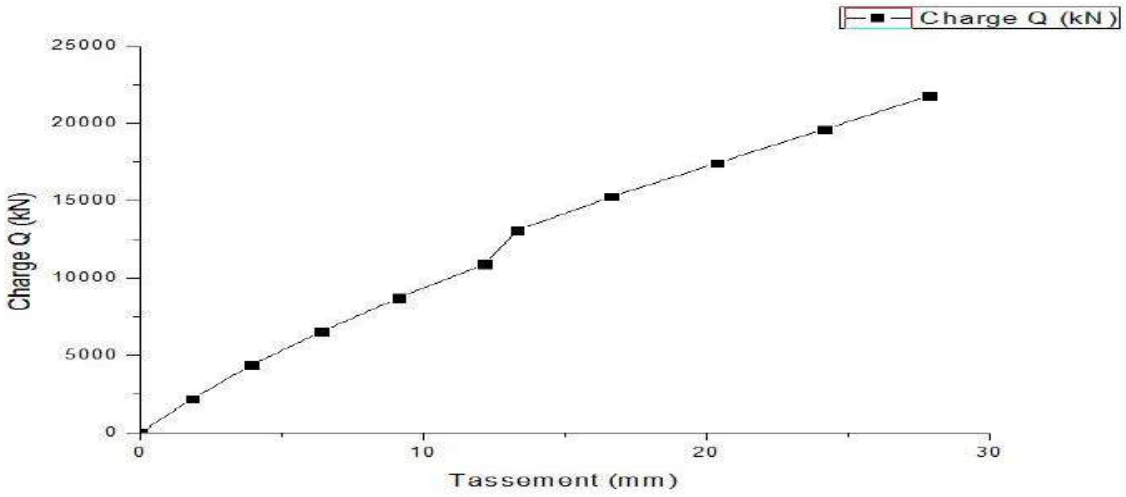


Figure IV.8 Courbe de chargement par rapport le tassement du pieu 1-1

- Pieu d'essai du côté Sud sans injection

Tableau IV.9 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu 1-2

Cycle	% Q	Charge Q (kN)	Tassement (mm)
	0.2 Q	2180	3.07
	0.4 Q	4360	5.73
	0.6 Q	6540	9.16
	0.8 Q	8720	13.05
	1.0 Q	10900	17.44
	1.2 Q	13080	19
	1.4 Q	15260	25.82
	1.6 Q	17440	34.79
	1.8 Q	19620	46.35
	2.0 Q	21800	60.72

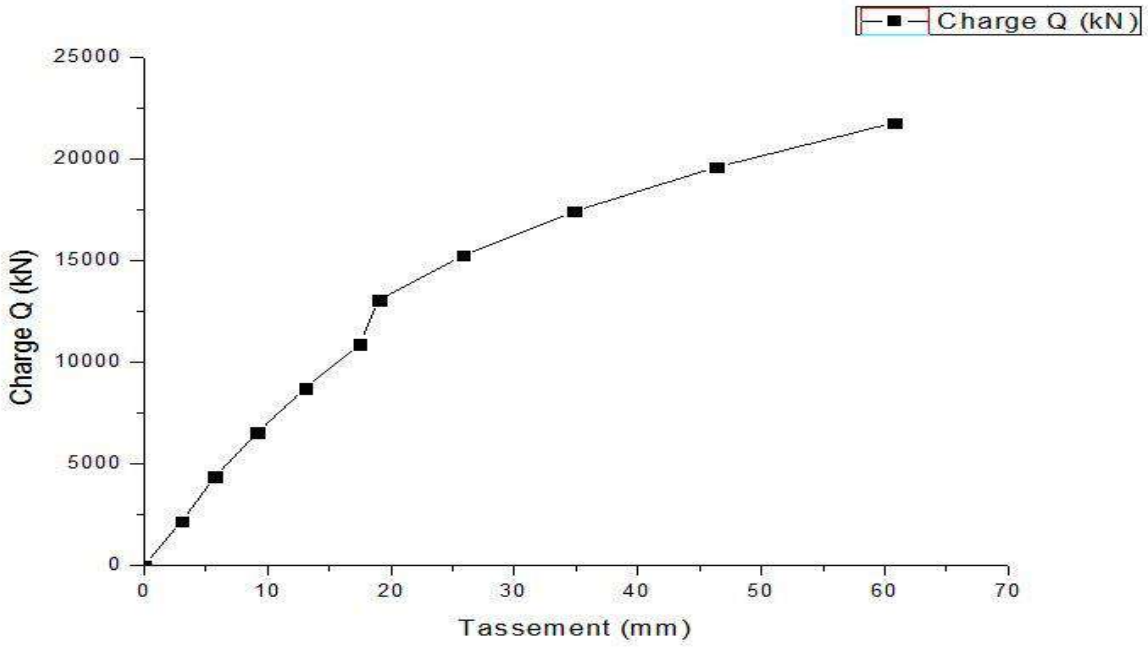


Figure IV.9 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu 1-2

Tableau IV.10: Interpretation de l'essai de chargement par ajustement hyperbolique

	Sud	
	Avec injection	Sans injection
Q_l (kN)	32987.42	30408.4

IV.4 Calcul de la capacité portante verticale d'un pieu isolé

Dans le calcul suivant, nous allons calculer la portance d'un pieu isolé selon la nature des couches du sol rencontrées pendant la compagne géotechnique. Pour aboutir à la capacité portante du pieu, il convient de calculer la résistance du frottement latéral q_s et la résistance en pointe q_p selon la méthode pressiométrique (PMT) et pénétromètre statique(CPT) et laboratoire. Comme on a fait avant, nous travaillons du Côté Sud on termine par une comparaison des résultats :

$$Q_l = Q_p + Q_s = q_l A + \int_0^D P\, q_s(z) dz$$

q_l : résistance en pointe.

A : section de la base de pointe.

$q_s(z)$: contrainte de frottement latéral unitaire.

P : périmètre du fût.

Q_p: L'effort limite en pointe .

Q_s: Frottement latéral limite .

VI.4.1Calcul de la capacité portante par la méthode PMT

- Côté Sud :

Pour pieux fore a la boue, On suppose un diamètre de 1.2m est une fiche de 50 m

- **Calcul de la zone utile :**

Pour un pieu avec les dimensions suivantes : **B = 1,2 m** et **D =50 m**

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

Les valeurs de **a** et **b** sont définies comme suit :

$a = \max\{\frac{B}{2}; \frac{1}{2}m\} = \max\left\{\frac{1,2}{2}; \frac{1}{2}\right\} \rightarrow a = 0,6$

On a : h=0 → une seul couche

b= min (a, h) = min (0,6 ; 0) → **b=0**

Zu = [50 − 0 ; 50 + 1,8]

Zu = [50 ; 51,8]

La zone utile d'un pieu isolé de fiche 50m est $[50,51.8m]$.

- **Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :**

$Q_p = A \times q_l$

$q_l = K_p \times ple^*$

P_l= 1,8 Mpa → 1,5 > P_l > 4,0 → Marne de classe A → Pieux qui ne refoulent pas le sol.

K_p =1,8

Tableau IV.11 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	50	51	51,8
P_l (Kpa)	3701	1950	2892
P_l*(Kpa)	3191	1430	2362

Ple* = $\frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} Pl*.dZ$

$P_{le}^{*} = \frac{1}{0+1,8} [\frac{3191+1430}{2} \times 1 + \frac{1430+2362}{2} \times 0,8]$

P_{le}^{*} = 2126,3 Kpa .

$q_l = Kp \times Ple^* = 1,8 \times 2126,3$

q_l = 3827,3Kpa.

$Q_p = A \times ql = \frac{\pi\ 1,2}{4} \times 3827,3$

Q_p= 4328,6 KN.

- **Calcul de l ' effort limite de frottement latéral Qs :**

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

- Pour calculer le frottement latéral limite on choisit la courbe à partir de **tableau II.6**

On a :

- premier couche Argile mous (Classe A) $\rightarrow Q_1$
- deuxième couche argile ferme (Classe B) $\rightarrow Q_2$

$$q_s(z) = \begin{cases} 0,04n \dfrac{P_l(z)}{(1+0,5n)}\left(2 - \dfrac{P_l(z)}{(1+0,5n)}\right), Pl \leq 1+0,5n \\ 0,04n \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad , Pl > 1+0,5n \end{cases}$$

n : nombre de courbe

Le tableau IV.6 Représente le calcul du frottement latéral unitaire le long du fût du pieu pour le de la mégapile Sud

Tableau IV.12: Calcul de la capacité portante sous la mégapile Sud

Z(m)	Classe	P_l (kpa)	P_l^*(kpa)	$q_s(z)$ (kpa)
1	A	70	50	3,65
3	A	152	112	7,70
5	A	245	185	12,00
7	A	171	91	8,60
9	A	172	72	8,65
11	A	210	90	10,42
13	A	222	82	10,96
15	A	360	200	16,90
17	A	370	190	17,30
19	A	371	171	17,34
21	A	381	161	17,74
23	A	449	209	20,36
25	B	606	346	41,14
27	B	1127	847	64,76
29	B	2364	2064	80,00
31	B	2392	2237	80,00
33	B	2212	1872	80,00
35	B	1362	1002	71,86
37	B	1134	754	65,00
39	B	1200	800	67,20
41	B	1331	911	71,05
42	B	996	566	59,84
43	B	1240	800	68,45
44	B	1028	578	61,10
45	B	1319	859	70,72
46	B	999	529	59,96
47	B	1964	1484	79,97

48	B	3551	3061	80,00
49	B	1861	1361	79,61
50	B	3701	3191	80,00

$\mathbf{Q_s} = \pi * (1,2) * \int_0^{50} q_s(z)dz$ =7938,3 KN

Q_s=7938,3 KN.

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$Q_l = Q_p + Q_s$

Q_l = 4328,6 + 7938,3

Q_l =12267 KN.

- **Calcul de la charge de fluage Q_c**

Q_c=0,5Q_p+0,7Q_s

Q_c = 0,5(4328,6)+0,7(7938,3)

Q_c =7721,11 KN.

- **Calcule de la hauteur d'encastrement équivalente D_e**

$\mathbf{D_e}=\frac{1}{P_{le}^*}\sum_{i=1}^{D} P_{li}^*$ (z) $\Delta z_i = \frac{1}{2126,3}[((50+911)+((112+185+91+72+90+82+200+190+171+161+209+346+847+2064+2237+1872+1002+754+800)*2)+(\left(\frac{911+3191}{2}\right)+(566+800+578+859+529+1484+3061+1361)$

D_e=16,56m> 5B =6m

Tableau IV.13: récapitule de l'essai pressiométrique

Q_p(KN)	Q_s(KN)	Q_l(KN)	Q_c (KN)
4328,6	7938,3	12267	7721,11

VI.4.2Calcul de la capacité portante par la méthode CPT

Pour un pieu avec les dimensions suivantes : **B = 1,2 m** et **D =50 m**

- **Calcul de la zone utile :**

a et b définissant de la zone utile de la résistance en pointe sont les même que ceux de la méthode pressiometrique.

Donc : Zu = [50 ; 51,8]

- **Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :**

$Q_p = A \times q_l$

$q_l = K_c \cdot q_{ce}$

K_c=0,4 { marne de classe A pieu ne refoulent pas le sol, Tableau II.8

Remplacer toute valeur dépassant 1,3 qcm par 1,3 qcm soit qcc=1,3qcm

1,3 qcm=1,3*4,78= 6,16 MPa

qce = qcm= 4,78 MPa.

ql= 0,4*4,74

ql= 1,9 MPa .

Qp=A.q_l=1.13*1,9

Qp= 2,15 MN=2150 KN.

- **Calcul de l ' effort limite de frottement lateral Qs**

$Q_s = \pi$ B $\int_0^D q_s d(z)$

$q_s(z)=\min [\frac{q_{c(z)}}{\beta}, q_s^{max}]$

Pour pieu foré → Argile de classe B→ en absence β donc on prendre la valeur q_s^{max} (Tableau II.8)

$\boldsymbol{q_s = q_s^{max}}$ **=40 KPa.**

Q_s= π.(1,2)*40.30

Q_s**=4523,9 KN**

- **Calcul de la charge limite Q_l**

Q_l=Q_p+Q_s

Q_l=2150+4523,9

Q_l=6673,9 KN.

- **Calcul de la charge de fluage Q_c**

Q_c=0,5Q_p+0,7Q_s

Q_c = 0,5(2150) +0,7(4523,9)

Q_c =4241,73KN.

Tableau IV.14: récapitule de l'essai pénétromètre statique

Q_p(KN)	Q_s(KN)	Q_l(KN)	Q_c (KN)
2150	4523,9	6673,9	4241,73

IV.4.3Calcul de la capacité portante par Méthodes basées sur l'essai à laboratoire :

Pour un pieu avec les dimensions suivantes : **B = 1,2 m** et **D =50 m**

- **Calcul de l'effort limite en pointe Q_P :**

$Q_p = A \times q_l$

- **Détermination de la fiche critique Dc**

Sol multicouche alors Dc=3B

Dc = 3,6 < D=50

- **Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :**

$Q_p = A \times q_l$

q_l = 1.3 C. N_C^{max} + γ'. D. N_q^{max}

$N_q^{max} = e^{7tg(11,3)}$=**4,05**

$N_c^{max} = (4{,}05 - 1)\mathrm{cotg}(11{,}3)$=**15,26**

γ'=**9,53** KN/m^3 de 1er couche (argile mous) D=23

γ'=**10,15** KN/m^3 de 2eme couche (argile ferme) D=27

C=**60** kpa

q_l =1,3× 59 ×15,26 + [(9,53× 23)+(10,15 ×27)] ×4,05

q_l = 3168,06 Kpa

$Q_p = A_p \times q_l$= 1,13×3168,06

Q_p=3579 ,9 KN

- **Calcul de l ' effort limite de frottement lateral Qs**

Q_s= P. $\int_0^{D-DC} q_s(z)dz$ =P$\sum_{i=1}^{n}$ qsi hi

$q_s(z)=\beta . C_u$

Prendre la valeur de β au (tableau II.3)

Pieux fore β=0,7

Q_S=3,77 [(0,7× 54× 23) + (0,7×59× 23,4)]

Q_s=6921 KN.

- **Calcul de la charge limite** Q_l

$Q_l=Q_p+Q_s$

Q_l=3579 ,9 +6921

Q_l=10500 ,9KN.

- **Calcul de la charge de fluage Q_c**

$Q_c=0,5Q_p+0,7Q_s$

Q_c = 0,5(3579,9) +0,7(6921)

Q_c =6634 ,65KN.

Tableau IV.15 : récapitule de l'essai à laboratoire

Q_p(KN)	Q_s(KN)	Q_l(KN)	Q_c (KN)
3579,9	**6921**	**10500 ,9**	**6634 ,65**

Tableau IV.16 : Récapitulation de la charge limite Ql et Qc avec injection et sans injection

	Essai de chargement		**A laboratoire**	**PMT**	**CPT**
	Avec injection	**Sans injection**			
Q_l(KN)	32987.42	30408.4	10500 ,9	12267	6673,9
Q_c(KN)	5648,00	7057.81	6634 ,65	7721,11	4241,73

On remarque que la technique d'injection n'a pas un grand effet sur la capacité portante du pieu pour la zone sud, d'où la non validité de cette technique.

On néglige les résultats d'essai CPT car les données que nous avons est insuffisants par ce que le sondage aller jusqu'a 30 m au maximum et le profondeur de notre pieu est de 50 dans les calculs on suppose que le sondage de CPT aller a 50 mètre

Si on fait la comparaison entre les valeurs de Q_c trouvé par la méthode pressiométrique est plus grande que les valeurs déduites par la méthode expérimentale, pour cela on conclut que la notion de sécurité est vérifiée dans le règlement de fascicule 62**.** Donc on prendre les résultats de l'essai PMT.

Déduire le nombre N de pieux nécessaire pour supporter cette charge

- *Combinaison fondamentale :*

394567,5≤ N.12267/1,4

N=45 pieux.

- *Combinaison accidentelle :*

Q=312271≤ N. 12267 /1.20

N=31 pieux.

- *Combinaison rare :*

Q=293773,19 kN ≤ N. 7721,11 /1.1

N=42 pieux.

- *Combinaison quasi-permanente :*

Q=246680 kN ≤ N. 7721,11/1.40

N= 45pieux.

Tableau IV.17: Récapitulation de nombre des pieux nécessaire pour supporter la charge de mégapile Sud

Combinaison	Nombre des pieux
Fondamentale	45
Accidentelle	31
Rare	42
Quasi-permanente	44

Le nombre de pieux choisi est le maximum entre les différentes combinaisons de charge

Donc on adopte le nombre des pieux =45 pieux.

Et pour éviter l'effet de groupe, on a choisi de prendre l'espacement entre les pieux S=3xB. Et donc, nous avons tombé après calcul sur une semelle de (36x22) m².

Conclusion :

Ce chapitre contient la méthode d'analyse des paramètres de transfert de charge des pieux instrumentés mesurés directement de quelques essais de chargement statique vertical réalisés en Algérie. Avec des exemples détaillés d'interprétation de ces essais de chargement vertical illustre la méthode suivie, et calcul la capacité portante de pieu par 3 méthodes (PMT, CPT, C-φ) .A la fin de ce chapitre, on a essayé de trouvés une comparaison entre les résultats de essai de chargement et calcule par les essais ins-itu.

Chapitre V : Analyse numérique

V.1 Introduction

Dans ce chapitre on va étudier le comportement d'un pieu isolé sous charge verticale. Il s'agit d'un pieu vertical de 1,2 m de diamètre et de 50 m de longueur. Ce chapitre consiste à la mise en point du modèle d'essai et fixation des valeurs utilisées. Le travail de modélisation se fait par logiciel PLAXIS 2D.

V.2 Présentation du code de calcul PLAXIS 2D

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes- déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν, la cohésion c, l'angle de frottement φ, et l'angle de dilatance ψ. Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement. PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés; ces modèles et leurs paramètres sont décrits dans le manuel Materiel Model.

V.2.1 Jeux de données pour les sols et les interfaces

Les propriétés et paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol et sont saisies dans les mêmes jeux de données que ces dernières. Un jeu de données pour un sol et des interfaces représente généralement une couche de sol donnée et peut être affecté aux éléments (clusters) correspondants dans le modèle géométrique. Le nom du jeu de données est indiqué dans la fenêtre de propriétés de la couche. Les interfaces présentes à l'intérieur ou autour de cette couche se voient attribuer le même jeu de données. Ceci est indiqué dans la fenêtre de propriétés de l'interface sous le libellé (Cluster material). Plusieurs jeux de données peuvent être créés pour différencier les différentes couches de sol. L'utilisateur peut spécifier n'importe quel nom d'identification pour un jeu de données. Il est conseillé d'utiliser un nom significatif, étant donné que le jeu de donnée va apparaître sous ce nom dans l'arborescence

de la base de données des matériaux. Pour faciliter l'identification des matériaux dans le modèle géométrique, une couleur est attribuée à chaque jeu de données. Cette couleur apparaît dans l'arborescence de la base de données. PLAXIS sélectionne une couleur par défaut unique pour chaque jeu de données, mais cette couleur peut être modifiée par l'utilisateur, en cliquant sur la case de couleur en bas à gauche de la fenêtre des propriétés du jeu de données. Les propriétés de chaque jeu de données sont présentées en trois

Onglets: General, Paramètres et Interfaces. L'onglet General contient le type de modèle du sol, le type de comportement du sol et des propriétés générales comme les poids volumiques. L'onglet Paramètres contient les paramètres définissant la raideur et la résistance du modèle de sol choisi. Enfin, l'onglet Interfaces contient les paramètres qui relient les propriétés de l'interface aux propriétés du sol.

V.2 .2 Les modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles et leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le manuel Material model. Parmi ces modèles on a :

a) Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν, la cohésion c, l'angle de frottement φ, et l'angle de dilatance ψ.

V.3 Les types de comportement des matériaux (Material type)

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportement pour chaque modèle de sol.

V.3.1 Comportement drainé (Drained behaviour)

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (Exemples : les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option

peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

V.3.2 Comportement non drainé (Undrained behaviour):

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e. E', ν, φ', ψ' et non pas Eu , ν u , c u (su), φ u . En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

V.3.3 Le comportement non poreux (Non-porous behaviour)

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

V.4 Les paramètre mohr-coulomb

V.4.1 Poids volumique saturé et non saturé (γsat et γunsat)

Les poids volumiques saturés et non saturés se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé γ unsat s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé γ sat à tous les matériaux situés sous la nappe. L'unité des poids est une force par unité de volume. Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif, et il correspond exactement au poids total unitaire. Pour des sols poreux, le poids volumique non saturé est évidemment inférieur au poids volumique saturé. Pour les sables, par exemple, le poids volumique saturé est généralement de 20 kN/m3 environ, alors que le poids volumique non saturé peut-être beaucoup plus faible, en fonction du degré de saturation. Remarquons que dans la pratique,

les sols ne sont jamais complètement secs. Par conséquent, il est conseillé de ne pas entrer le poids volumique correspondant à un sol totalement sec pour γ unsat. Néanmoins, les pressions interstitielles au-dessus de la nappe phréatique sont toujours nulles. Les poids sont activés au moyen du paramètre ∑Mweight durant la génération des contraintes initiales (procédure K0) ou au moyen du chargement gravitaire dans le programme de calcul.

V.4.2 Le module d'Young (E)

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

V.4.3 Le coefficient de Poisson (ν)

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson ν0. Pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr- Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de ∑Mweight de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4.

V.4.4 La cohésion (c)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion (c = 0), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre c > 0.2 kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans les quelles la cohésion croît avec la profondeur.

V.4.5 L'angle de frottement (φ)

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des

calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement au moyen des cercles de contrainte de Mohr.

V.4.6 L'angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très sur consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance (ψ = 0). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est ψ=φ-30°. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30°. Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

V.4.7 Rigide (Rigid)

Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées Rigid (ce qui correspond à Rinter = 1.0). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance ψ, sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson ν.

V.5 Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds. En plus de ces éléments, il y a des éléments particuliers pour le comportement des structures. PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis.

La génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Generate depuis le menu Mesh. La génération est aussi activée directement après la sélection d'une option d' Après la génération du maillage, le programme de résultats (Output) est lancé et une représentation du maillage est affichée affinage dans le menu Mesh.

V.5.1 Recommandations pour la génération d'un maillage

Afin de réaliser des calculs efficaces avec les éléments finis, une analyse préliminaire doit être menée avec un maillage grossier. Cette analyse permet de vérifier si le modèle géométrique est suffisamment grand et de voir où apparaissent les concentrations importantes de contraintes et les gradients élevés de déformations. Ces informations permettront de créer un modèle aux éléments finis raffiné. Pour créer efficacement un maillage détaillé d'éléments finis, il est préférable de choisir la finesse globale adéquate (Global coarseness) depuis le menu (Mesh). Ensuite, si des raffinements locaux sont souhaités, il vaut mieux commencer par raffiner les couches, les lignes puis les points. Si nécessaire, des coefficients locaux de taille des éléments peuvent être définis directement pour des points. Avec logiciel plaxis on a le choix parmi 2 éléments : élément à 15 nœuds et élément à 6 nœuds (nous avons choisit de travailler avec l'élément a 15 nœuds pour plus de précision).

V.5.2 Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

V.5.3 Conditions hydrauliques

Le mode des conditions hydrauliques peut être ignoré dans des projets qui n'impliquent pas de pressions d'eau. Dans ce cas, le toit de la nappe phréatique est placé en bas du modèle géométrique et les pressions interstitielles et pressions hydrauliques externes sont prises nulles.

V.5.3.1 Poids volumique de l'eau

Dans des projets qui incluent des pressions interstitielles, la saisie d'un poids volumique pour l'eau est nécessaire pour faire la distinction entre les contraintes effectives et les pressions interstitielles. Lorsque l'utilisateur entre pour la première fois dans le mode des conditions hydrauliques d'un projet, une fenêtre apparaît dans laquelle le poids volumique de

l'eau peut être modifié. Ce poids volumique peut aussi être saisi en sélectionnant l'option Water weight depuis le menu Geometry. Par défaut, le poids volumique de l'eau vaut 9,8 kN/m3.

V.5.3.2 Génération des pressions hydrauliques

Après les conditions aux limites pour un calcul d'écoulement, les pressions hydrauliques peuvent être générées. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures) (croix bleues) situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Water pressures depuis le menu Generate. Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement.

V.5.3.3 Génération des contraintes initiales (procédure k0)

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation. Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale σ'ν0. La contrainte effective horizontale initiale σ'h0 est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K0. (σ'h0 = K0 σ'ν0). Dans PLAXIS, les contraintes initiales peuvent être générées en spécifiant K0 ou en utilisant le chargement gravitaire (Gravity loading). La génération des contraintes initiales à partir de la donnée de K0 peut être effectuée en cliquant sur le bouton Generate initial stresses (croix rouges) dans la barre d'outils, ou en sélectionnant l'option Initial stresses depuis le menu Generate. Une fenêtre apparaîtra alors et les valeurs de K0, ainsi que d'autres paramètres, pourront être saisies dans un tableau.

V.6 Présentation des résultats

Cette icône  représente le programme de calcul (*Calculations*). Celui-ci contient les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs ont était définis. Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton *calculate* depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît. (Figure V.1).

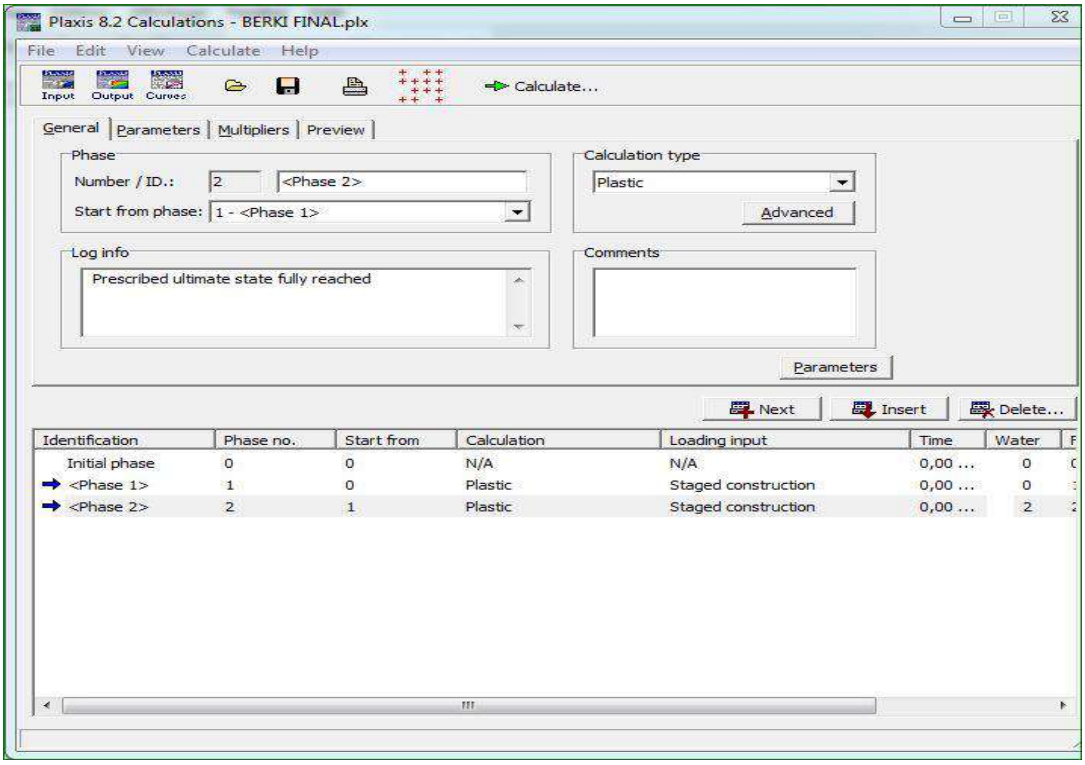


Figure V.1 : Fenêtre principale du programme de calcul.

La fenêtre principale du programme de calcul comporte les points suivants :

- **Le menu de calcul** : Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul. La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la barre d'outils.
- **La barre d'outils** : La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.
- **Les onglets (partie supérieure de la fenêtre)** : Les onglets permettent de définir et prévisualiser une phase de calcul.
- **Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre)** : Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet. Chaque ligne correspond à une phase particulière. Quand la phase de calcul n'a pas encore été calculée, il n'y a aucun numéro de pas. Une phase de calcul sélectionnée pour être calculée est signalée par une flèche bleue ( ) en face de la ligne. Les phases de calcul calculées avec succès sont marquées d'une coche verte ( ), alors que celles pour lesquelles le calcul n'a pas pu être mené jusqu'au bout sont indiquées par une croix rouge ( ).

- **Définition d'une phase de calcul** :

Considérons un nouveau projet pour lequel aucune phase de calcul n'a encore été définie. Dans ce cas, la liste des calculs ne contient qu'une seule ligne référencée phase initiale (Initial phase) pour laquelle le numéro de phase est 0. Cette ligne représente la situation initiale du projet telle que définie par les conditions initiales du programme Input. La phase initiale est le point de départ pour les calculs ultérieurs. Pour introduire la première phase de calcul du projet en cours, il suffit d'appuyer sur le bouton Next situé au-dessus de la liste des phases ; une nouvelle ligne apparaît alors. L'option Next phase peut également être sélectionnée à partir du menu Edit.

Lorsque le programme de calcul a été lancé à partir du menu des conditions initiales dans le programme d'entrée des données en cliquant sur le bouton Calculate, la première phase de calcul, non définie, a été automatiquement introduite. Lorsqu'une nouvelle phase de calcul est introduite, celle-ci doit être définie. Les onglets General, Parameters et Multipliers dans la partie supérieure de la fenêtre principale, sont prévus à cet effet. En appuyant sur les touches Enter ou Tab du clavier après l'entrée de chaque paramètre, l'utilisateur est guidé vers chacun des autres paramètres.

La plupart d'entre eux ont une valeur par défaut, ce qui simplifie l'entrée des données. En général, seuls quelques paramètres doivent être définis pour une phase de calcul.

Quand tous les paramètres ont été définis, l'utilisateur peut choisir de définir une autre phase de calcul ou de lancer le processus de calcul. L'introduction et la définition d'une autre phase de calcul se fait de la même manière que précédemment. Le processus de calcul se lance en cliquant sur le bouton Calculate de la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Current project du menu Calculate. Il n'est pas nécessaire de définir toutes les phases de calcul avant le début du processus de calcul puisque le programme permet de définir de nouvelles phases de calcul après que les précédentes ont été calculées.

Caractéristiques générales des calculs :

Les données introduites à l'aide de l'onglet General permettent de définir les caractéristiques générales d'une phase de calcul (Figure V.2).

- **Phase :**

Les divers éléments du groupe Phase peuvent être utilisés pour identifier une phase de calcul et pour déterminer l'ordre des phases de calcul en sélectionnant celle qui sera prise

comme point de départ pour chaque étape de calcul. Donc on détermine deux phases de calcul, une avec déplacement et l'autre sans déplacement.

- **Type de Calcul :**

Les choix faits dans les deux cases du groupe Calculation type déterminent le type de calcul utilisé, pour notre cas d'étude un calcul plastique (Plastic) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps.

- **Comment et log info:**

La case Log info affiche les messages générés pendant le calcul aux éléments finis. La case Comment permet de stocker les informations relatives à une phase de calcul en particulier.

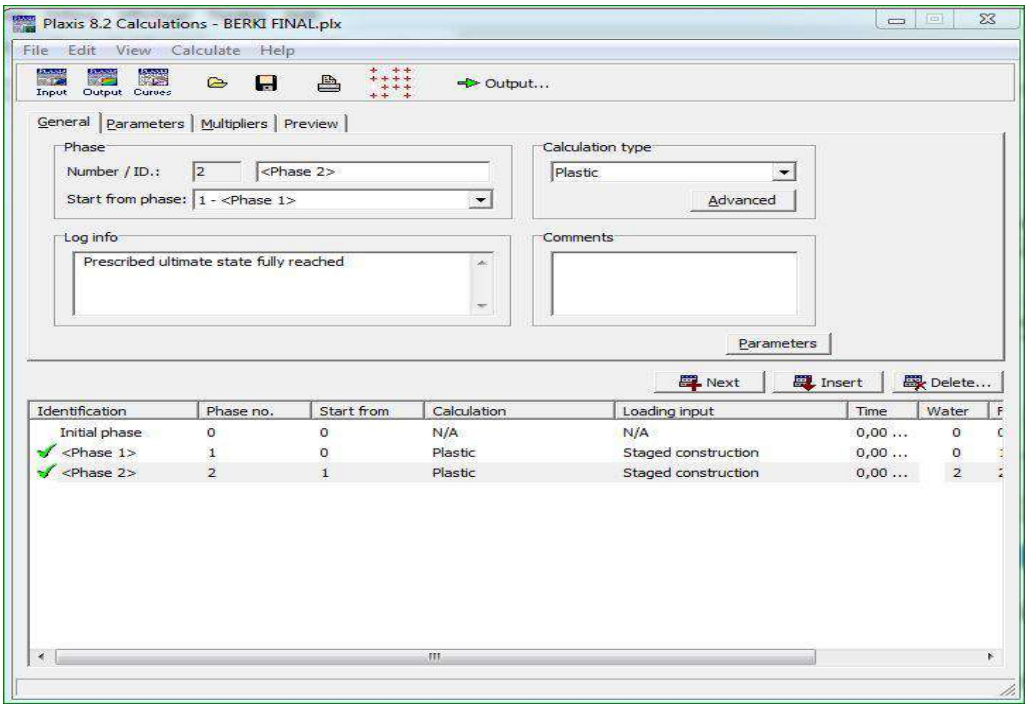


Figure V.2 : Onglet General de la fenêtre de calcul.

Procédures d'application du chargement : Quand la plasticité du sol est prise en compte dans un calcul aux éléments finis, les équations ne sont plus linéaires, ce qui signifie que chaque phase de calcul doit être résolue de manière itérative, par l'application de plusieurs pas de chargement. Un élément important de la procédure de résolution non linéaire est le choix de la taille des pas et du type d'algorithme à utiliser.

Dans PLAXIS, plusieurs procédures sont disponibles pour la résolution des problèmes de plasticité non linéaire. Toutes les procédures sont basées sur une sélection automatique de la taille des pas de calcul.

Les procédures d'application du chargement sont contrôlées par un certain nombre de paramètres de contrôle du calcul. Il existe un réglage par défaut pour la plupart des paramètres de contrôle, qui correspond à un bon compromis entre la robustesse, la précision et l'efficacité du calcul. Les utilisateurs peuvent influencer la procédure automatique de résolution en ajustant manuellement les paramètres de contrôle. Il est possible ainsi d'avoir un contrôle plus strict de la taille des pas de calcul et de la précision du calcul. Avant de s'intéresser aux paramètres de contrôle des calculs.

Paramètres de contrôle du calcul :

L'onglet Paramètres est employé pour définir les paramètres de contrôle d'une phase de calcul et de la procédure de résolution correspondante (Figure V.3).

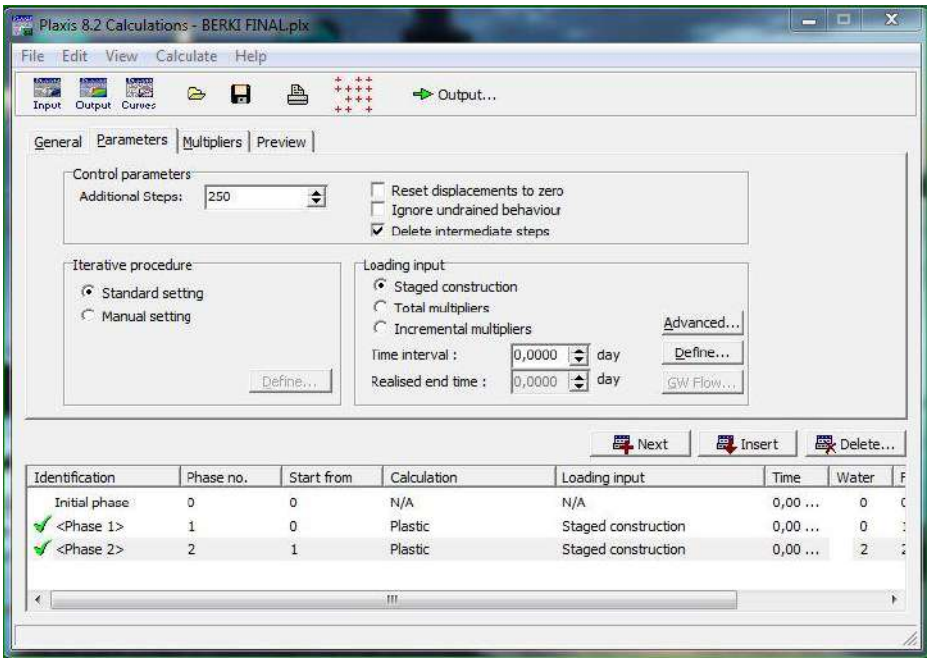


Figure V.3 : Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul.

V.7 Les pas additionnels (Additional steps) :

Ce paramètre précise le nombre maximum de pas de calcul (pas de chargements) réalisés dans une phase de calcul. Par défaut, le paramètre Additional steps est fixé à 250, ce qui est généralement suffisant pour réaliser une phase de calcul. Cependant, ce nombre peut être changé dans l'intervalle 1 à 1000.

Dimensionnement du modèle :

Avant de faire une étude paramétrique il faut d'abord dimensionner le modèle pour cela on propose de voir l'effet de la profondeur sous le pieu.

On a un pieu de longueur **D= 50m** et un diamètre **Ø = 1,2 m.**

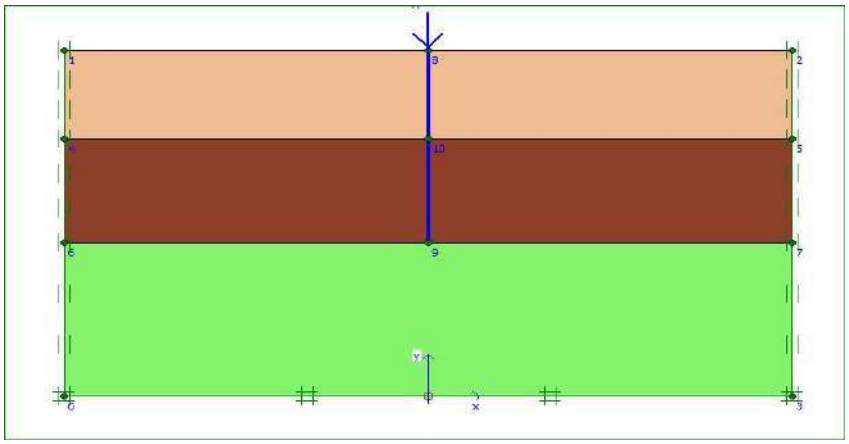


Figure V.4 : modèle initial.

V.8 input :

a) Saisie des données :

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 50 m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 90 m au- dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « general setting ».

b) Axisymétrie :

- 15 Nœuds.
- Maillage de 30*30 m.
- $g = 9{,}8\ ms{-}2$

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x .
- La coordonnée y.

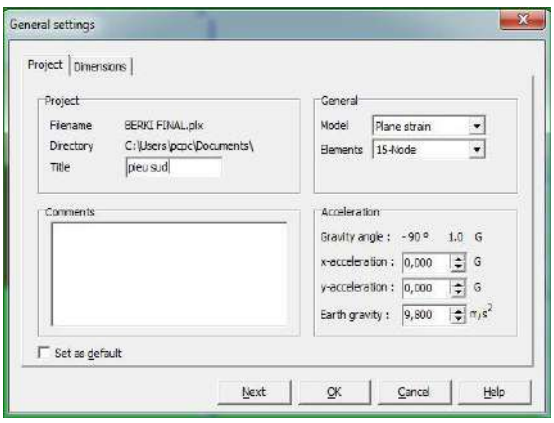


Figure V.5: caractéristiques générales du modèle.

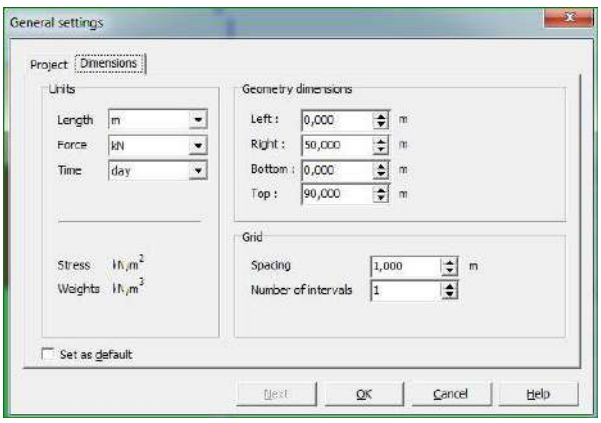


Figure V.6 : dimension géométrique.

Les coordonnées des différents points du modèle sont données ci dessous (figure V.7)

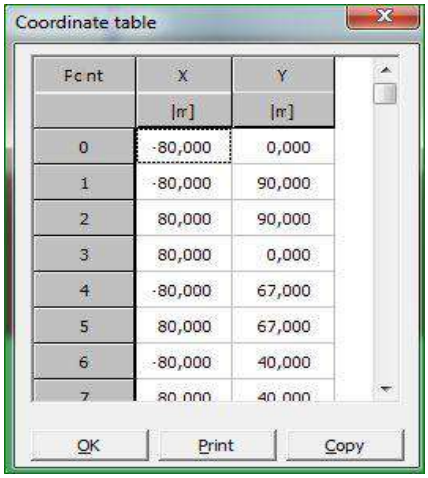


Figure V.7 : coordonnées.

- **Les interfaces le long du pieu :**

La loi retenue pour le contact entre sol- pieu, est de l'adhérence parfaite. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le pieu. Dans l'onglet « interface » on choisira un coefficient réducteur de 0,6 pour les argiles et 0,67 pour les sables.

- **Les conditions aux limites standards :**

- Le déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle (Ux = 0).

-Le déplacement vertical nul suivant la base du modèle (Uy = 0).

Le chargement est défini par une charge A ponctuelle a une valeur de 430.8 KN/m sur le pieu, (figure V.8).

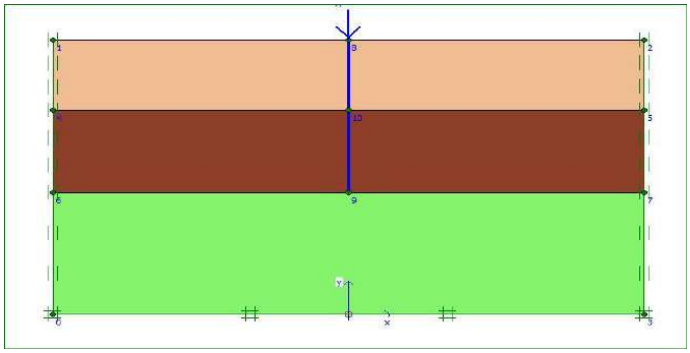


Figure V.8 : Modèle de référence utilisé pour le calcul de modèle initial.

- **Paramètre des matériaux :**

Les propriétés des matériaux sont :

- pour le pieu élastique on prend le modèle linéaire élastique (linear elastic) Non-poreux des paramètres : E_1=4752 Kpa

E_2=80280 Kpa γ_s =26 KN/m³ ν =0,3.

E_3=148992 Kpa

Le tableau suivant présente les paramètres du sol pris pour le calcul de modèle initial.

Tableau V.1 : paramètre du sol

Les paramètres	Argile mous	Argile ferme	Marne
γsat (KN/m3)	19.51	20.21	20.42
$\gamma unsat$ (kN/m3)	9.51	10.21	10.42
$\varphi°$	13.44	11.29	13.37
Cu (KN/m²)	54	59	111
$\Psi°$	0	0	0
ν	0.3	0.3	0.3
Material type	Undrained	Undrained	Undrained

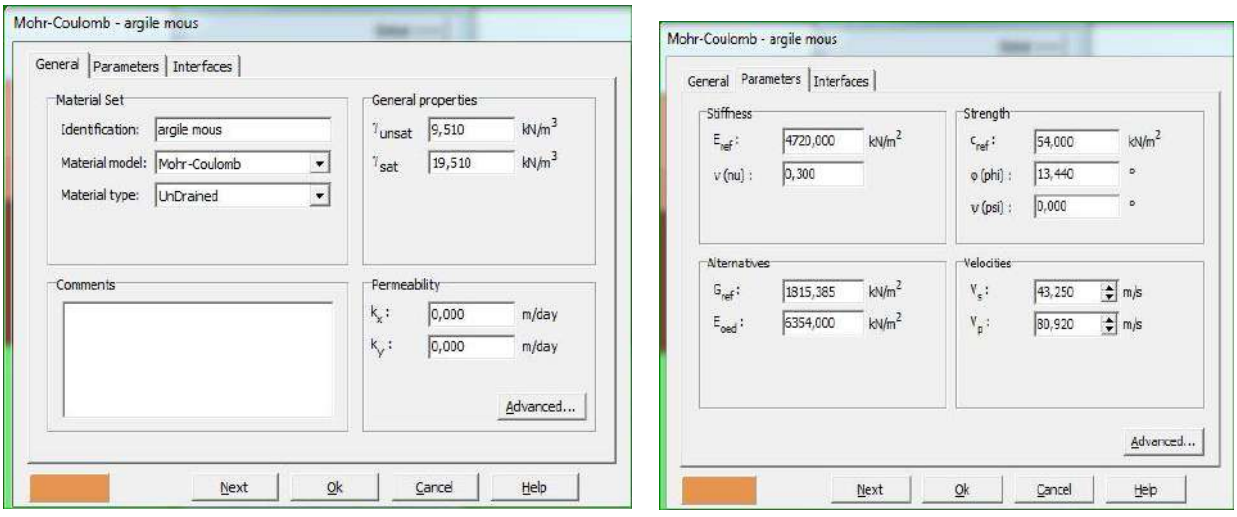


Figure V.9 : Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol.

- **Le Maillage :**

On peut alors lancer la génération automatique du maillage: on raffinera le modèle avec un maillage global (Figure V.10).

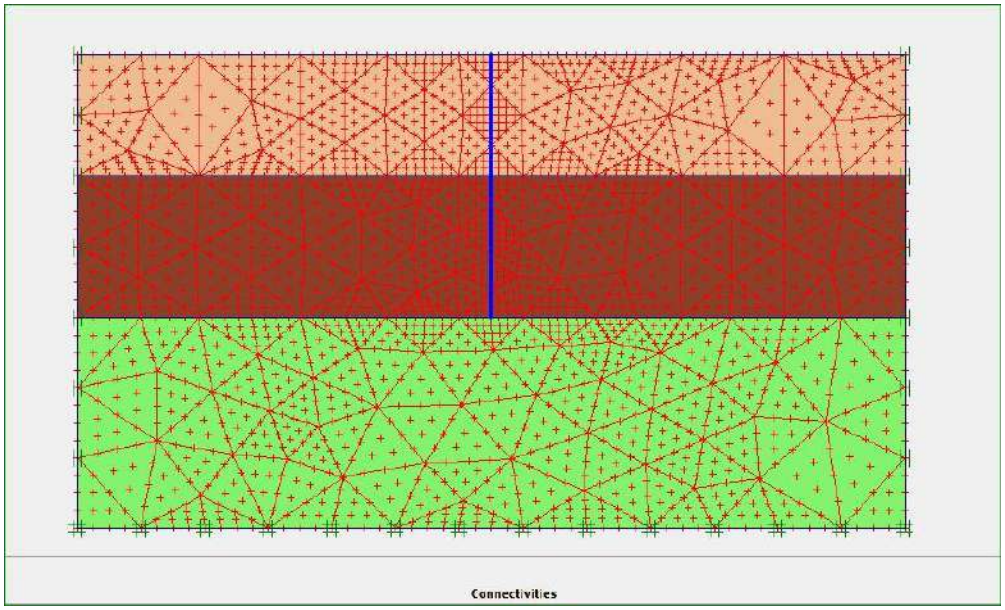


Figure V.10 : Maillage du problème.

- **Conditions initiales :**

Validez le poids volumique de l'eau. L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K0. Plaxis propose par défaut un K0 selon la formule de jaky (K0 = 1-sinφ') que l'opérateur peut modifier. Dans cette phase d'initialisation des contraintes, il faut placer le sol initial à la place du pieu avant de lancer le calcul. On obtient la figure ci-dessous (Figure V.11).

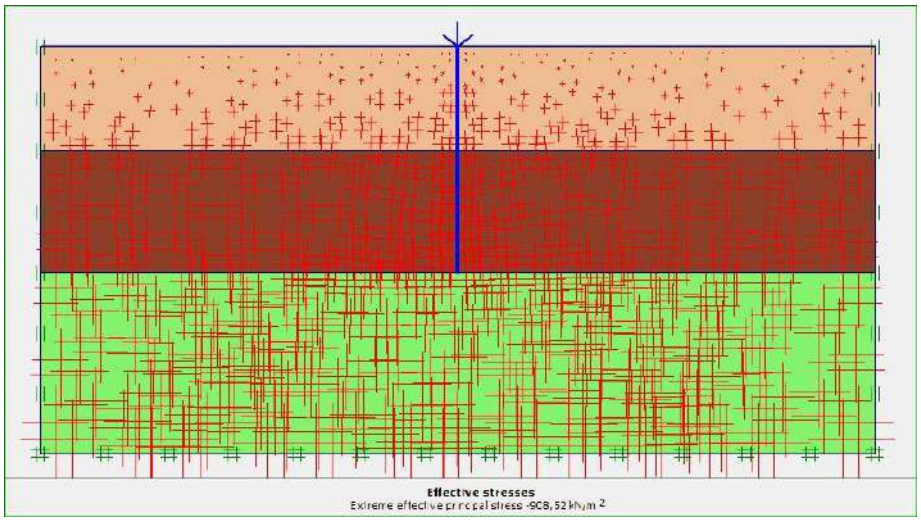


Figure V.11 : Contraintes initiale.

- **Le calcul** : le calcul est fait dans deux phases comme suit :
  - **La première phase :**

Dans la fenêtre calcul, on choisit les options et dans l'onglet paramètres, on prend l'option «staged construction» en active le pieu et les interfaces. Dans la première phase on considère la charge comme désactivée alors toutes les contraintes du a la surcharge sont annulées.

  - **La deuxième phase :**

On prend l'option «staged construction» puis on clique sur le bouton « Define », on active la charge.

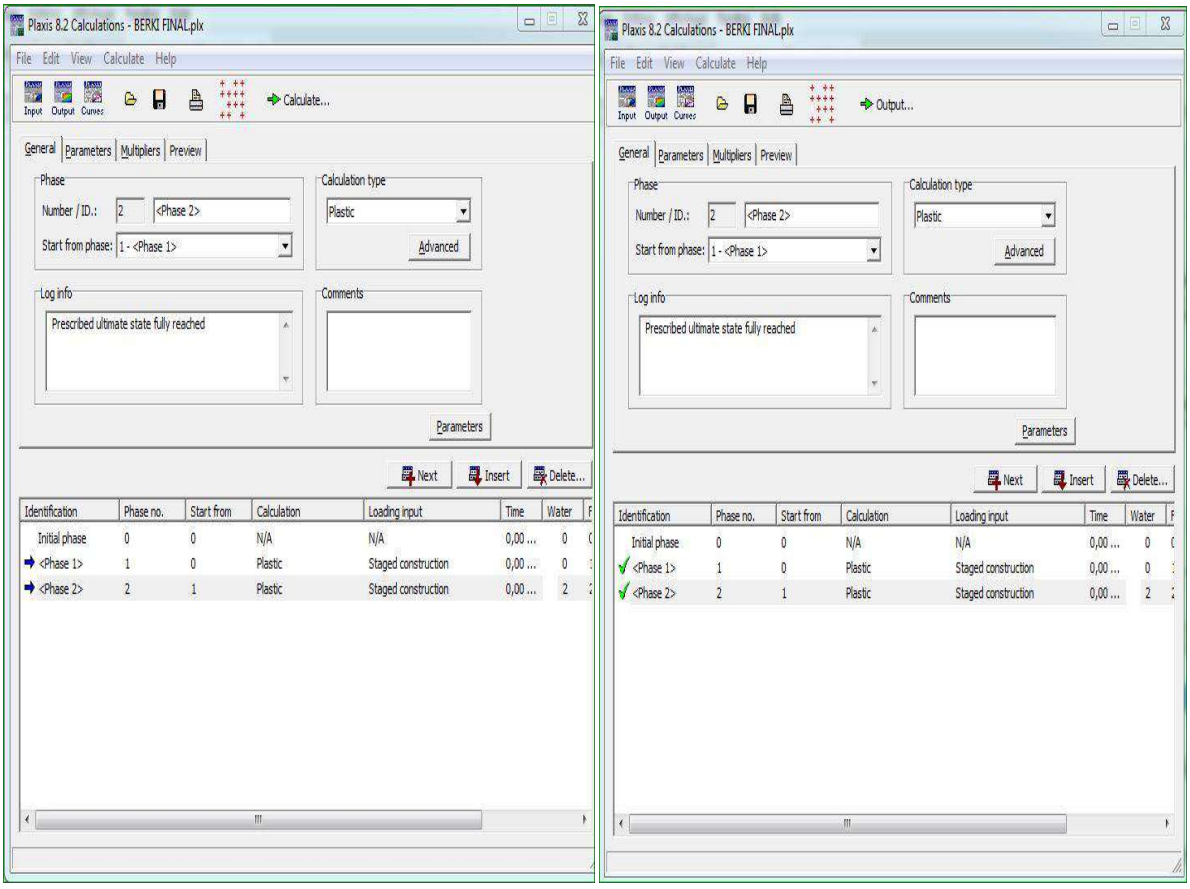


Figure V.12: Activation des phases de calcul.

V.9 Les résultats (output) :

On clique sur l'icone 

pour obtenir les résultats finals des différentes phases. On peut obtenir le maillage déformé sous un chargement de 430.8 kn/m (figure V.12)

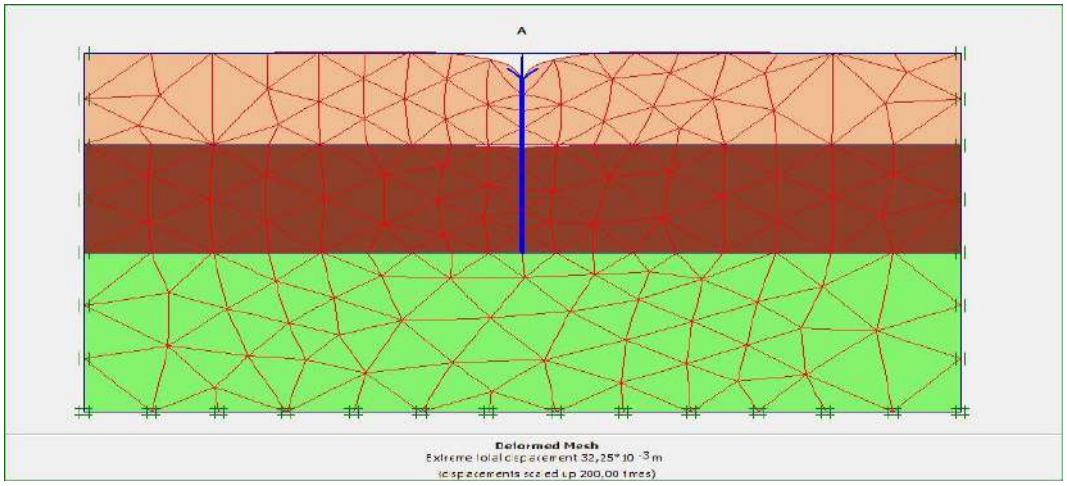


Figure 4.13 : Représentation du maillage déformé sous 313.14 kn/m.

Après l'analyse de la figure, on voit clairement que le maillage est déformé au niveau de la téte du pieu. Cette déformation du maillage est due au mouvement de pieu à la base après application du chargement.

La figure suivante représente le déplacement vertical en tête de pieu.

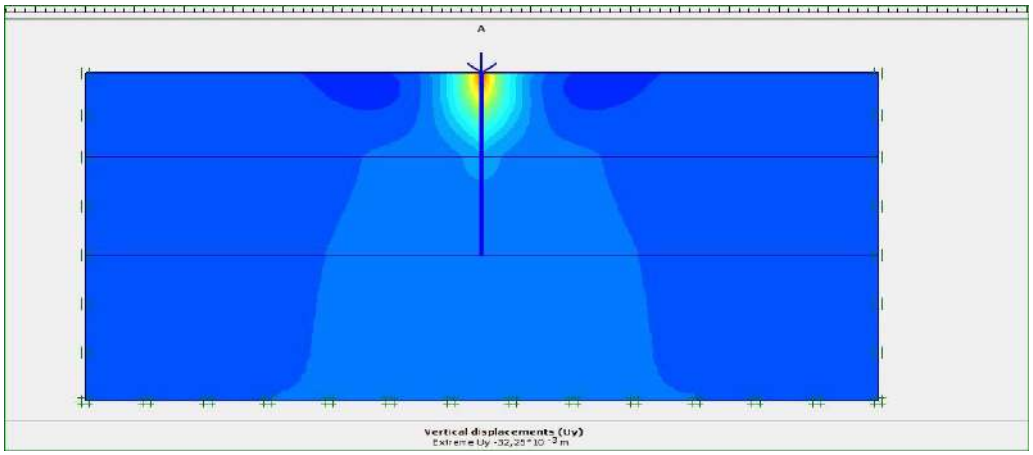


Figure 4.14 : Déplacement vertical .

Le tassement obtenu après un chargement de **313.14 kn/m** sur un pieu isolé (Pieu sud) est **3.225 cm** < 5cm → Tassement admissibles selon le SNIP 62.

La modélisation en plaxis à monter que le pieu a subi des déformations dans le valeur admissible.

Conclusion

Dans ce chapitre on a appris à manipuler le logiciel Plaxis 2D qui est un outil très puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 2D comme la déformation, la stabilité en mécanique des sols et mécanique des roches.

Conclusion générale :

L'étude géotechnique constitue un moyen indispensable pour la conception des fondations de tous les projets d'infrastructures. Un certain nombre de paramètres sont calculés, permettant de déterminer la capacité portante du sol. Le choix et le type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage et la capacité portante du sol, il faut donc dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister aux charges transmises par l'ouvrage, tout en limitant les risques de déformation ou de tassement.

De plus en plus, les sols rencontrés ne peuvent pas constituer une assise de fondation à cause d'une capacité portante insuffisante ou des tassements excessifs entrainant des désordres inadmissibles aux futures constructions. Dans ce cas-là, il est nécessaire de renforcé le sol par des fondations profondes.

Dans notre travail on a mené une étude détaillée de dimensionnement de méga pile sud de projet de stade de Baraki d'une capacité de 40000 place à wilaya d'Alger, ainsi qu'une modélisation numérique sous une charge axiale. Pour atteindre ces objectifs, une interprétation des différentes données géotechniques disponibles est nécessaire pour analyser les conditions réelles du site. Le présent chapitre vise la présentation du projet, du site ainsi qu'une étude des caractéristiques du sol fourni par la compagne géotechnique.

Afin d'éviter le problème de l'effet de groupe qui cause la diminution de la capacité portante du sol on a exploité toute la profondeur interprété par les essais pressiométriques afin de réaliser des pieux de 50 mètres de profondeur ce qui va diminuer par la suite leur nombre et éloigner leur implantations ce qui vas laisser un espacement entre-pieux qui vérifie la condition Cg=1 Si d/B >3.

Les résultats obtenus dans l'étude de renforcement par pieux avec un maillage rectangulaire , ont abouti à un nombre de 45 pieux de 1.2 m de diamètres sous l'ensemble de l'ouvrage et un tassement maximal prévu est de l'ordre de 31mm ce qui est inférieur du tassement total admissible (30cm).

Annexe :

Définition des charges transmises à la fondation

	Coté I	Coté II	Coté III	Coté IV
Poids	40076	40141	40096	49166
D	3386	3383	3376	3374
Ez	16313	15981	16765	16532
S1	1935	1933	1929	1928
S2	1745	1744	1739	1738
S3	1009	1008	1006	1005
S4	1793	1796	975	970
S5	971	966	1781	1784
W1	14	16	230	230
W2	431	432	430	431
W3	1085	1090	213	218
W4	758	764	266	273
W5	271	270	234	235
W6	232	232	16	18
W7	1042	1043	1039	1039
W8	295	292	514	516
W9	236	241	1061	1068
W10	441	445	368	363
W11	297	302	686	692
W12	927	933	229	224
W13	231	226	926	932
W14	412	414	451	452
T1	428	429	441	442
T2	214	215	220	221
T3	369	370	375	377

Combinaison fondamontale

1.35*(10752+30000+40076+40141+40096+40166+3386+3383+3376+3374+4497+2847+4390+354+358+437+4497+2678+404+437+4390+2847 + 354 + 358 + 2678 + 404)+1.5*1935+1745 + 1009 + 1793 + 971 + 14 + 431 + 1085 + 758 + 271 + 232 + 1042 + 295 + 236 + 441 + 297 + 927 + 231 + 412 + 428 + 214 + 369 + 1933 + 1744 + 1008 + 1796 + 966 + 16 + 432 + 1090 + 764 + 270 + 232 + 1043 + 292 + 241 + 445 + 302 + 933 + 226 + 414 + 429 + 215 + 370 + 1929 + 1739 + 1006 + 975 + 1781 + 230 + 430 + 213 + 266 + 234 + 16 + 1039 + 514 + 1061 + 368 + 686 + 229 + 926 + 451 + 441 + 220 + 375 + 1928 + 1738 + 1005 + 970 + 1784 + 230 + 431 + 218 + 273 + 235 + 18 + 1039 + 516 + 1068 + 363 + 692 + 224 + 932 + 452 + 442 + 221 + 377) =**394567,5 KN**

Combinaison accidentelle :

Q=10752 + 30000 + 40076 + 40141 + 40096 + 40166 + 3386 + 3383 + 3376+3374 + 4497 + 2847 + 4390 + 354 + 358 + 437 + 4497 + 2678 + 404 + 437 + 4390 + 2847 + 354 + 358 + 2678 + 404 + 16313 + 15981 + 16765 + 16532=**312271 KN.**

Combinaison rare :

Q=10752+30000+ 40076 + 40141 + 40096 + 40166 + 3386 + 3383 +3376+ 3374 + 4497 + 2847 + 4390 + 354 + 358 + 437 + 4497 + 2678 + 404 + 437 + 4390 + 2847 + 354 + 358 + 2678 + 404+ 1935 +0.77*(1745 + 1009 + 1793 + 971 + 14 + 431 + 1085 + 758 + 271 + 232 + 1042 + 295 + 236 + 441 + 297 + 927 + 231 + 412 + 428 + 214 + 369 + 1933 + 1744 + 1008 + 1796 + 966 + 16 + 432 + 1090 + 764 + 270 + 232 + 1043 + 292 + 241 + 445 + 302 + 933 + 226 + 414 + 429 + 215 + 370 + 1929 + 1739 + 1006 + 975 + 1781 + 230 + 430 + 213 + 266 + 234 + 16 + 1039 + 514 + 1061 + 368 + 686 + 229 + 926 + 451 + 441 + 220 + 375 + 1928 + 1738 + 1005 + 970 + 1784 + 230 + 431 + 218 + 273 + 235 + 18 + 1039 + 516 + 1068 + 363 + 692 + 224 + 932 + 452 + 442 + 221 + 377)

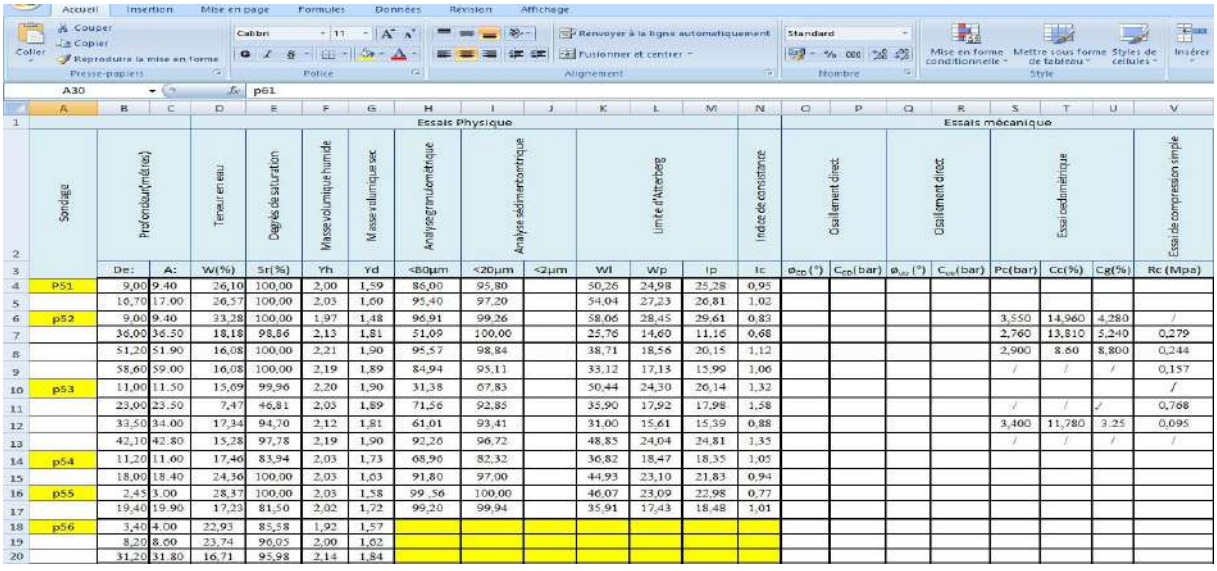
=**293773,19 KN**

Combinaison quasi-permanente :

Q=10752 + 30000 + 40076 + 40141 + 40096 + 40166 + 3386 + 3383 + 3374+3376 + 4497 + 2847 + 4390 + 354 + 358 + 437 + 4497 + 2678 + 404 + 437 + 4390 + 2847 + 354 + 358 + 2678 + 404

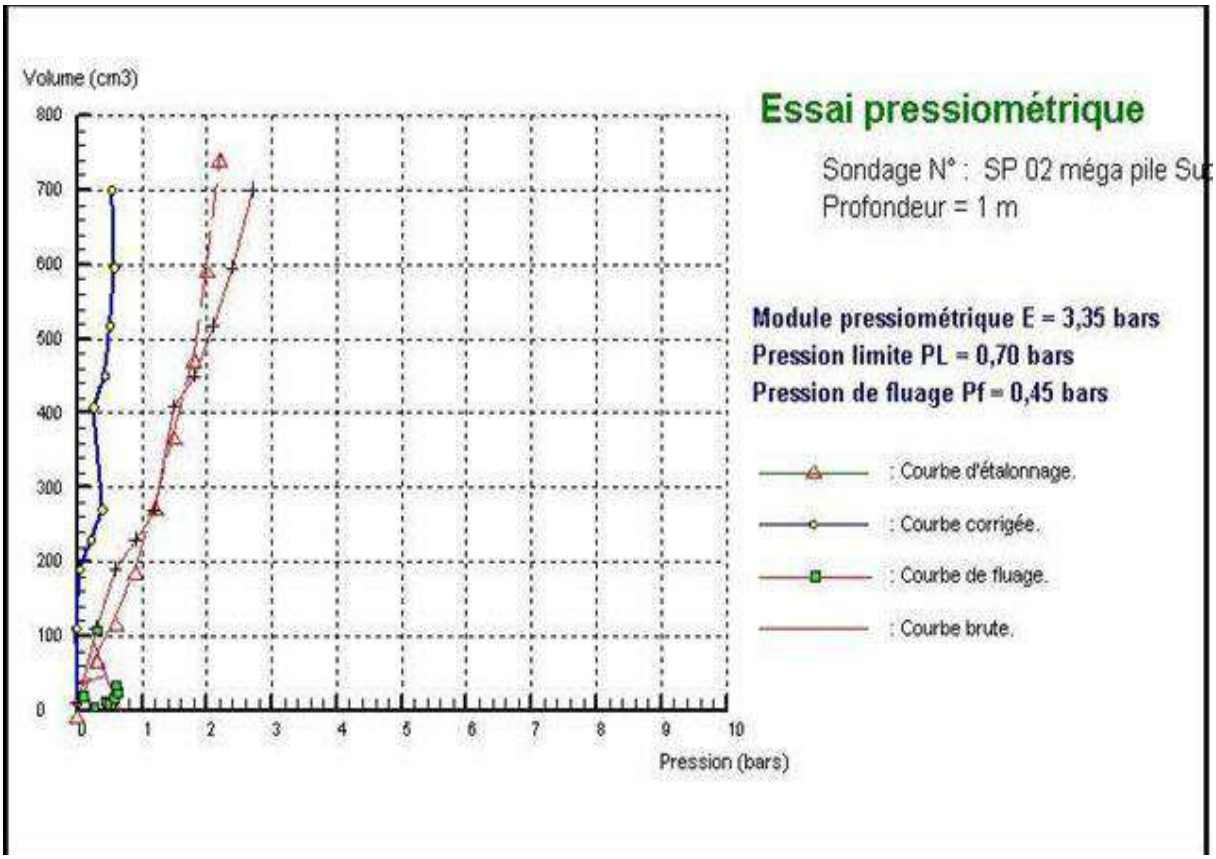
=**246680 KN**

Tableau du Récapitulation Essais de laboratoire



				Essais Physique											Essais mécanique								
	Sondage	Profondeur(mètres)		Teneur en eau	Degré de saturation	Masse volumique humide	Masse volumique sec	Analyse granulométrique	Analyse sédimentométrique		Limite d'Atterberg			Indice de consistance	Cisaillement direct		Cisaillement direct		Essai oedométrique			Essai de compression simple
		De:	A:	W(%)	Sr(%)	Yh	Yd	<80µm	<20µm	<2µm	Wl	Wp	Ip	Ic	ϕ_{cp} (°)	C_{cp}(bar)	ϕ_{uu} (°)	C_{uu}(bar)	Pc(bar)	Cc(%)	Cg(%)	Rc (Mpa)
	PS1	9,00	9.40	26,10	100,00	2,00	1,59	86,00	95,80		50,26	24,98	25,28	0,95								
		16,70	17.00	26,57	100,00	2,03	1,60	95,40	97,20		54,04	27,23	26,81	1,02								
	ps2	9,00	9.40	33,28	100,00	1,97	1,48	96,91	99,26		58,06	28,45	29,61	0,83					3,550	14,960	4,280	/
		36,00	36.50	18,18	98,86	2,13	1,81	51,09	100,00		25,76	14,60	11,16	0,68					2,760	13,810	5,240	0,279
		51,20	51.90	16,08	100,00	2,21	1,90	95,57	98,84		38,71	18,56	20,15	1,12					2,900	8.60	8,800	0,244
		58,60	59.00	16,08	100,00	2,19	1,89	84,94	95,11		33,12	17,13	15,99	1,06					/	/	/	0,157
	ps3	11,00	11.50	15,09	99,96	2,20	1,90	31,38	67,83		50,44	24,30	26,14	1,32								/
		23,00	23.50	7,47	46,81	2,03	1,89	71,56	92,85		35,90	17,92	17,98	1,58					/	/	/	0,768
		33,50	34.00	17,34	94,70	2,12	1,81	61,01	93,41		31,00	15,61	15,39	0,88					3,400	11,780	3.25	0,095
		42,10	42.80	15,28	97,78	2,19	1,90	92,26	96,72		48,85	24,04	24,81	1,35					/	/	/	/
	ps4	11,20	11.60	17,46	83,94	2,03	1,73	68,96	82,32		36,82	18,47	18,35	1,05								
		18,00	18.40	24,36	100,00	2,03	1,63	91,80	97,00		44,93	23,10	21,83	0,94								
	ps5	2,45	3.00	28,37	100,00	2,03	1,58	99 ,56	100,00		46,07	23,09	22,98	0,77								
		19,40	19.90	17,23	81,50	2,02	1,72	99,20	99,94		35,91	17,43	18,48	1,01								
	ps6	3,40	4.00	22,93	85,38	1,92	1,57															
		8,20	8.60	23,74	96,05	2,00	1,62															
		31,20	31.80	16,71	95,98	2,14	1,84															

Données pressiometrique



Profondeur	1	3	5	7	9	11	13	15	17
P_l	0.07	0.15	0.24	0.17	0.17	0.21	0.22	0.36	0.37
E_m	0.33	1.126	1.426	0.919	0.973	0.809	0.346	1.257	1.992
Profondeur	19	21	23	25	27	29	31	33	35
P_l	0.37	0.38	0.449	0.606	1.127	2.364	2.392	2.212	1.362
E_m	1.376	1.646	2.024	2.225	7.907	43.996	85.973	24.798	15.08
Profondeur	37	39	41	43	45	47	49	51	53
P_l	1.134	1.2	1.331	1.24	1.319	1.964	1.861	1.950	2.324
E_m	7.039	4.066	9.425	8.611	12.903	24.908	14.008	24.145	27.882
Profondeur	55	57	59	61	63	65	67	69	71
P_l	2.389	2.05	1.882	2.111	2.227	2.887	2.354	2.295	2.173
E_m	26.363	8.821	24.057	110.03	19.517	45.548	148.7	23.861	16.0

Détermination de module de déformation : A travaillé avec la formule $E = 4.E_m$ pour calculer le module de déformation pour chacune des couches de sol. E_m est la moyenne des modules pressiométriques dans une couche i donnée.

E_1=4*(0.33+1.126+1.426+0.919+0.973+0.809+0.346+1.257+1.992+1.376+1.646+2.024)/12

E_1= 47,2 bar

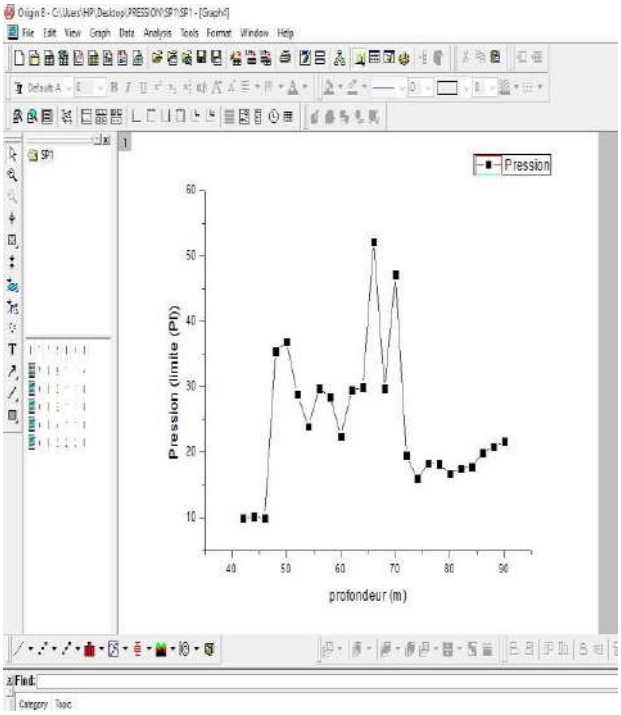
E_2=200,7*4=802,8 bar

E_3= 372,48*4=1489,92 bar

$E = \frac{1}{D}\int_0^D E_i(z)\,dz$= 1/9 * [((0+47,2)/2*23)+((47,2+802,8)/2*27)+((802,8+1489,92)/2*40)

=6430.24 Kpa

On trace les figues d'essai pressiomètre par(logiciel origine 8)



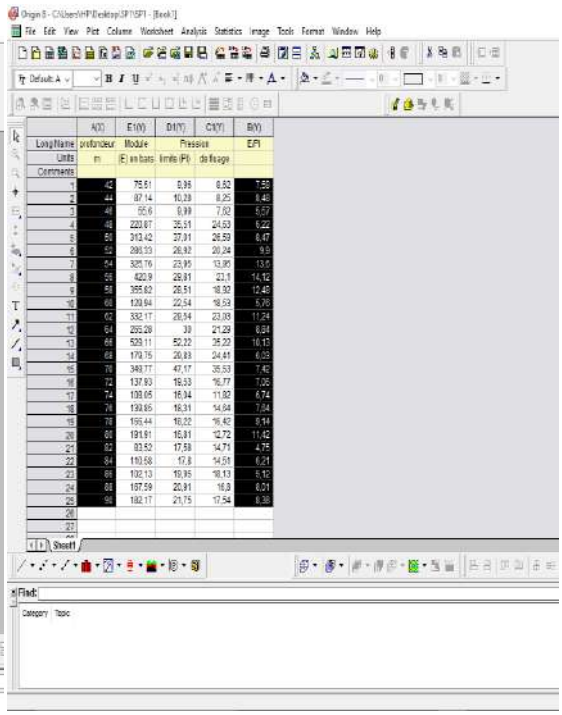


Tableau caractéristique physique du sol

	Argile mous	Argile ferme	Marne
γ_d(KN)	15.46	16.6	16.96
γ_h(KN)	20	20.25	20.30
γ '(KN)	9,51	10,21	10,42

On prendre γ_s=26

$\gamma' = \gamma d(1 - \gamma w/\gamma s)$ ($kN\ m3$).

Références bibliographe

[1] **Ascalew Abebe&Dr Ian GN Smith,** Pile Foundation Design: A Student Guide, School of the Built Environment, Napier University, Edinburgh.

[2] **ManjrikerGunaratne,**The Foundation Engineering Handbook, Taylor & Francis Group.

[3] **C.Plumelle,** Cours Géotechnique, C.N.A.M-Géotechnique.

[4] **Joseph E.Bowles, P.E., S.E.,** Foundation Analysis And Design Fifth Edition, The McGraw- Hill Companies, Inc.

[5] **Indian Standard,** Code Of Practice For Design And Construction Of Pile Foundations, BUREAU OF INDIAN STANDARDS.

[6] **V. Labiouse – LMR – EPFL,** Travaux de Fondations, Cours.

[7] **MohamadSyazliFathi,** Deep Foundation, UTM RAZAK School of Engineering & Advanced Technology.

[8] **RAHMANI SAIDA**, Réponse Dynamique Des Pieux En Zone Sismique, UNIVERSITE EL HADJ LAKHDAR BATNA.

[9] **Omar Alsamman, Ph.D.,** P.E, Axial Load Test Procedures for Pile Foundations, Continuing Education and Development, Inc.

[10] **EPF Lausanne**. (**2000) ,** « Classification des pieux », Travaux de Fondation, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

[11] **Ali Bouafia**, Conception Et Calcul Des Ouvrages Géotechniques, Edition Pages Bleues.

[12] **Braja M Das,** Principles Of Foundation Engineering Seventh Edition, Thomson INC.

[13] **Moussaoui Moufida,** Modélisation Du Comportement D'un Pieu Isolé Sous Charges Verticales, Université 20 Août 1955 – Skikda.

[14] **Marcel Forni,** Fondations Speciales Et Reprises En Sous-Œuvre, Eyrolles.

[15] **Michael Tomlinson, John Woodward,** Pile Design And Construction Practice Sixth Edition, Taylor & Francis Group.

[16] **V.N.S.Murthy,** Geotechnical Engineering Principles And Practices Of Soil Mechanics And Foundation Engineering.

[17] **Solétanche-Bachy, Franki, GTS,** Procédés généraux de constructions, fondations profondes, parois de soutènement, améliorations des sols.

[18] **J.A. Knappett, R.F. Craig,** Craig's Soil Mechanics Eighth Edition, Spon Press an imprint of Taylor & Francis.

[19] **Lotfi Merabet, Omar Louahadj,** Modélisation Numérique D'un Pieu Isolé Sous Charge Axiale, université Kasdi Merbah Ouargla.

[20] **Ali Bouafia,** Aide-Mémoire De Mécanique Des Sols, 2eme Edition.

[21] **MAHDI Hicham & OULDENEOuld Ahmed**, Dimensionnement Des Pieux Sous Charges Axiales-Etude Comparative A Partir D'une Base Des Données Locale, Université Saad Dahleb Blida.

[22] **Ali Bouafia,** Conception Et Calcul Des Fondation Sur Pieux, Dar Khettab.

[23] **Ali Boufia,** Calcul Des Ouvrage Géotechnique Problèmes Résolus ,2018.

[24] **Coffi Blaise,** Méthodologie De Dimensionnement Fondations D'ouvrages D'art En Béton Armé: Application Aux Ponts-Routes Sur Micros-Pieux, ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE Centre de THIES.

[25] **Ali Bouafia,** Introduction A La Réglementation Géotechnique, Tome 1.

[26] **Ali Bouafia,** Les Essai In-Situ Dans Les Projet De Fondations, 3eme Edition.

[27] **Fascicule 62 titre V**, 1962 Règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

[28] **Ali Bouafia,** Analyse comparative des méthodes de calcul des pieux forés isolés à partir de l'essai SPT.

[29] **Frank Roger (1995),** Fondations Profondes, Cours De Mécanique Des Sols, Extrait de collection technique de l'ingénieur.

[30] **Chua Tong Seng, Yet Nai Song et al**, Guidelines On Good Practices For Pile Load Test Using Kentledge Method in Singapore.

[31] **El Gonnouni Mahmoud,** Fondations Profondes**,** Cours les fondations.

[32] **investigation géotechnique,** migapile sud du stade de beraki, LCPT 2009