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

Calculs analytiques de la capacité portante et tassement des fondations profondes type barrettes sous charge axiale et confrontation aux résultats numérique.

Présenté par :

DAYA Ahlem **LAKEHAL Wafaa**

Proposé et Dirigé par :

Dr. KHIATINE Mohamed

Promotion Juin 2024


بسم الله الرحمن الرحيم

Remercîment

Ce mémoire est le fruit des efforts fournis par plusieurs personnes que nous ne pourrons oublier de remercier.

Nous remercions d'abord ***Dieu*** *le tout puissant de nous avoir donné la force et la volonté de réaliser ce mémoire.*

Nous remercions ***Mr Khiatine Mohamed*** *pour tous ses précieux conseils, son écoute active, sa disponibilité et aussi pour le dévouement manifesté malgré ses nombreuses occupations. Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans son aide et son encadrement.*

Nous remercions également tous nos professeurs et toute l'équipe pédagogique responsable de notre formation.

Un grand merci à ***nos parents*** *pour leurs conseils et leurs encouragements ainsi que pour tous leurs incommensurables sacrifices accordés durant toute notre formation.*

Nous saisissons l'occasion pour remercier tous nos proches, qui ont cru en nous et qui nous ont soutenu durant les moments de doute et d'abandon.

Enfin, nous tenons à exprimer vivement nos remerciements avec une profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce présent mémoire.

Ahlem et Wafaa

Dédicace :

Tout d'abord je tien à remercier ***Dieu*** *le tout puissant.*

A ***mon père*** *qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études. Mon modèle de labeur et de persévérance. Q'****ALLAH*** *le garde en bonne santé.*

A ***ma chère maman*** *qui est pour moi une source de réconfort. Q'****ALLAH*** *le garde en bonne santé.*

A tous ***mes sœurs*** *et* ***mon frère*** *qui m'ont accompagné durant toutes mes études, je vous remercie vraiment.*

A tous ***ma famille*** *et* ***mes amis*** *(es), Merci pour votre soutient et encouragement*

Sans oublier mon binôme ***Wafaa*** *pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

A Tous ***mes collègues*** *de la promotion 2024 Génie Civil.*

A toute la communauté estudiantine en Algérie et en particulier à Médéa.

Ahlem

Dédicace :

Tout d'abord je tien à remercier ***Dieu*** *le tout puissant.*

Je dédie ce travail à ***ma mère*** *je te remercie, tu m'a toujours aidée à surmonter les difficultés par tes grandes bénédictions, ton soutien, ta confiance et surtout ton amour pour moi qui me donne tous les jours la force et le courage de prendre la vie du bon côté, et de toujours voir la réalité de façon positive.*

Que Dieu te donne une longue vie couronnée de bonheur et de santé et sache que ce travail est le tien.

Un dédicace tout particulier à ***mon père,*** *qui m'a toujours encouragé, tu ma pleinement soutenu par tous les moyens, tu a tout mis à ma disposition je n'ai jamais manqué de rien …tu es toujours la quand j'ai besoin de toi … rien ne saurait exprimer l'estime, le respect et l'amour que j'ai pour toi.*

A ma chère sœur ***Assil****, que* ***Dieu*** *te garde, te protège et nous donne une longue vie pleine de réussite.*

A mes chers frères a ***Abdelraouf*** *et* ***Younes*** *que* ***Dieu*** *vous guérisse et vous accorde longévité et santé.*

A tous mes chers amis et collègues et spécialement : ***Wiam, Wassila, Hadjer.***

Sans oublier mon binôme et ma sœur ***Ahlem*** *pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

A Tous ***mes collègues*** *de la promotion 2024 Génie Civil.*

Wafaa

Résume :

Le Minaret de la grande mosquée d'Alger d'une hauteur de plus de 250 m de haut est fondé par l'intermédiaire de quatre noyaux sur un bloc de deux étages encastrés dans le sol et sur un radier général de 3 m d'épaisseur. Les fondations du radier sont réalisées par l'agencement d'un total de 60 barrettes.

Le comportement des pieux est très complexe. En effet, le calcul de capacité portante d'un pieu sur la base des formulations analytiques classiques de la mécanique des sols (essais de laboratoire, CPT et PMT) est dans la plupart des cas entaché d'incertitudes notamment sur le taux de mobilisation du frottement d'interface, et la non maitrise des mécanismes d'interaction sol-pieu.

Le présent travail à caractère théorique expérimental et numérique a pour objectif de calculer et modéliser le comportement d'une barrette isolée et pieu sous sollicitations axiales.

Mots clés : Fondations profondes – Barrette – Tassement – capacité portante.

Abstract:

The Minaret of the great mosque in Algiers, with a height of over 250 meters, is founded by means of four cores on a two-story block embedded in the ground and on a general raft foundation 3 meters thick. The foundations of the raft are made by arranging a total of 60 barrettes.

The behavior of the piles is very complex. Indeed, the calculation of the bearing capacity of a pile based on the classical analytical formulations of soil mechanics (laboratory tests, CPT, and PMT) is in most cases fraught with uncertainties, particularly regarding the rate of mobilization of interface friction and the lack of control over soil-pile interaction mechanisms.

The present work, which is theoretical, experimental, and numerical in nature, aims to calculate and model the behavior of an isolated barrette and pile under axial loads.

Keywords: Deep foundations – Barrette – Settlement – Bearing capacity.

ملخص:

يقوم المئذنة، بارتفاع يزيد عن 250 مترًا، على أربعة نوى على كتلة من طابقين مدفونة في الأرض وعلى أساس عام بسماكة 3 أمتار. يتم تنفيذ أساسات هذا الأساس العام بترتيب إجمالي من 60 شريحة. سلوك الأوتاد معقد جدًا.

في الواقع، حساب سعة التحمل للوتد على أساس الصيغ التحليلية الكلاسيكية لميكانيكا التربة (اختبارات المختبر، CPTو) PMTيكون في معظم الحالات مليئًا بعدم اليقين، لا سيما فيما يتعلق بمعدل تعبئة احتكاك الواجهة وعدم التحكم في آليات التفاعل بين التربة والوتد.

الهدف من هذا العمل، الذي يتمتع بطابع نظري وتجريبي ورقمي، هو حساب وتشكيل سلوك شريحة مفردة ووتد تحت الأحمال المحورية.

الكلمات الرئيسية: الأساسات العميقة – الباريت – الهبوط – القدرة التحميلية.

Sommaire

Introduction générale ……... 1

Chapitre I : Généralité sur les fondations

I. Introduction ……... 2

II. Définition générale ……... 2

III. Choix de type de fondations ……... 2

III.1. Les fondations superficielles ……... 3

III.2. Fondations semi profondes …….. 3

III.3. Les fondations profondes …… 3

VI. Types de fondations profondes ……... 4

VI.1. Les Puits ……... 4

VI.1.1. Définition ……... 4

VI.1.2. Caractéristiques des puits …….. 5

VI.2. Les pieux ……... 6

VI.2.1. Définitions d'un pieu …… 6

VI.2.2. Classification suivant le mode d'exécution …….. 7

VI.2.2.1. Pieux refoulent le sol a la mise en place ……... 7

VI.2.2.1.1. Pieux en bois ……... 7

VI.2.2.1.2. Pieux battus préfabriqués ……... 7

VI.2.2.1.3. Pieux métalliques battus …… 8

VI.2.2.1.4. Pieux en béton foncés …… 8

VI.2.2.1.5. Pieux métalliques foncés ……... 8

VI.2.2.1.6. Pieux battus pilonnés …….. 8

VI.2.2.1.7. Pieux battus moulés ……... 8

VI.2.2.1.8. Pieux battus enrobés ……... 9

VI.2.2.1.9. Pieux tubulaires précontraints ……... 9

VI.2.2.1.10. Pieux vissés moulés …….. 9

VI.2.2.1.11. Colonnes ballastées …… 10

VI.2.2.2. Pieux ne refoulent pas le sol a la mise en place ……..…….. 11

VI.2.2.2.1. Pieux forés simples (barrette exécutée dans les mêmes conditions) ……... 11

VI.2.2.2.2. Pieux forés avec boue et barrettes ……... 11

VI.2.2.2.3. Pieux forés tubés ……... 12

VI.2.2.2.4. Pieux tarières creuses ……... 12

VI.2.2.2.4. Pieux tarières creuses …….. 12
VI.2.2.2.5. Micropieux et clous …….. 13
VI.2.2.2.6. Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre …… 13
VI.2.2.2.7. Colonnes sol-ciment, soil mixing et Jet grouting ……... 13
VI.2.3. Critère de choix des pieux …….. 14
VI.3. Les barrettes …….. 14
VI.3.1. Mode d'exécution ……... 15
VI.3.2. Avantage des barrettes ……... 15
VI.4. Ancrage …….. 16
Conclusion ……... 17
Chapitre II : Méthode de calcul de capacité portant et de tassement des fondations profonde
I. Introduction …… 18
II. Calcul de la capacité portante des fondations profondes …… 18
II.1. Formules de battage ……... 20
II.1.1. Généralités …….. 20
II.1.2. Formule des Hollandais …….. 20
II.1.3. Formule de Crandall …….. 21
II.2. Détermination de la charge portante par les formules statiques …….. 21
II.2.1. Expression générale de la force portante Q_l …….. 21
II.2.2. Pression limite et résistance limite sous la pointe …….. 22
II.2.3. Frottement latéral ……... 25
II.3. Calcul de la charge portante Q_l à partir de l'essai au pressiomètre …… 27
II.3.1. Calcul par la méthode Pressiométrique …….. 27
II.3.1.1. Détermination de la charge de pointe …….. 27
II.3.1.1.1. Détermination du facteur de portanceK_p …… 27
II.3.1.2. Détermination du frottement latérale ……. Menard …….. 30
II.3.1.3. Calcul la charge nominale ……... 31
II.4. Calcul par la méthode du Pénétromètre statique …….. 32
II.4.1. Calcule du terme de pointe …….. 32
II.4.1.1. Pieu fortement encastré (pieu) …… 32
II.5. Hauteur d'action du frottement négatif …… 33
II.5.1. Sol suffisamment compressible …….. 33
II.5.2. Sol très peu compressible …… 33
II.6. Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes …….. 34

III. Tassement d'un pieu isolé ……... 35
III.1. Les méthodes empiriques ……. 35
III.2. Les méthodes d'élasticité ……... 36
III.3. Méthodes des courbes t-z, q-z ou théorie de transfert des charges ……. 38
III.4. Méthode des éléments finis ……... 40
VI. Tassement d'un groupe de pieux ……. 40
Conclusion ……... 42
Chapitre III : Présentation du site du minaret de la grande mosquée d'Alger
I. Introduction …… 43
II. localisation de la mosquée …… 44
III. Description du minaret …… 44
IV. La sismicité ……... 45
V. Géologie régionale ……. 45
V.1. Le socle cristallophyllien …… 45
V.2. Le Secondaire ……. 45
V.3. Le Tertiaire ……. 46
V.3.1. Le Miocène ……... 46
V.3.2. Le Pliocène ……... 46
V.4. Le Quaternaire …… 47
V.4.1. Le Pléistocène inférieur (Calabrien - Villafranchien) ……... 47
V.4.2. Le Pléistocène supérieur ……. 47
VI- Programme de l'investigation au niveau du Minaret …… 47
VII. Résultats de l'investigation …… 48
VII.I. Résultats Les essai in situ …… 48
VII.I.I. Résultats des sondages carottés …… 48
VII.I. II. Levés piézométriques ……. 49
VII.I.III. Résultats des essais SPT (NF P 94-116) ……... 49
VII.I. IV. Résultats des Sondages pressiométriques (NF P 94-110) …… 50
VII.I.V. Résultats des essais au pénétromètre dynamique (NF P 94-114) ……... 52
VII.II. Résultats des essais de laboratoire ……. 52
VII.II.I. Essais physiques identifications ……... 52
VII.II. II. Résultats des essais mécaniques ……... 54
VII.III. Résultats des analyses chimiques sommaires ……... 56
Conclusion ……... 58

Chapitre VI : Analyse numérique et théorique des pieux et barrettes ..… mosquée d'Alger
I. Introduction …… 59
II. Calcul Analytique ……... 59
II.I. Calcul de la capacité portant ……... 59
II.I.1. à partir des essais de laboratoire (méthode c-φ) …….. 59
II.I.2. À partir des essais de pénétration standard (SPT) …….. 67
I.I.3. À partir des essais pressiométriques (PMT) …….. 70
III. Calcul numérique …… 80
III.1 Modélisation du projet sur plaxis 3D …… 80
III.1.1 Introduction …… 80
III.1.2. Buts et objectifs ……... 80
III.1.3. Fichier des données ……..... 81
III.1.4. Modélisation du sol …… 82
III.1.5. Définition géométrique du modèle …… 82
III.1.6. Critère de Mohr-Coulomb …….. 83
III.1.7. Génération du Maillage ……..... 83
III.1.8. Conditions initiales ……..... 83
III.1.9. Résultats des déplacements verticales ……..…….. 84
III.2. Validation et analyse du modèle de référence …… 85
III.3. Présentation et interprétation des résultats ……..... 89
Conclusion …… 90
Conclusion Générale …… 91
Référence ……... 92
Référence ……... 92

List des tableaux :

Tableau II.1 : *les valeurs N_q et N_c* ***…… 23***

Tableau II.2 : *valeurs du coefficient β pour quelques pieux* ***……..…… 25***

Tableau II.3 : *valeur du coefficient β et $q_{S_{max}\,(KPA)}$* ***……..…….. 26***

Tableau II.4 : *valeurs de k et φ_a pour quelques pieux en fonction de φ* ***…..……..... 26***

Tableau II.5 : *Classification des sols* ***…….. 28***

Tableau II.6 : *Valeurs du coefficient de portance K_p* ***…….…… 28***

Tableau II.7 : *Détermination des abaques* ***…….. 30***

Tableau II.8 : *Valeurs du terme $K \tan\delta$ pour l'évaluation du frottement négatif* ***…..……..34***

Tableau II.9 : *Valeurs de I_v dans un sol homogène ν=1/3* ***…….……... 37***

Tableau II.10 : *Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E = a.Z$ ν=1/3* ***…….…….. 37***

Tableau III.1: *les paramètres physiques et mécanique* ***…….…….. 56***

Tableau III.2: *Les résultats des analyses chimiques* ***…….…….. 57***

Tableau IV.1 : *les valeurs de la capacite portant à partir des essais de laboratoire* ***…….. 79***

Tableau IV.2 : *les valeurs de la capacite portant à partir des essais pressiométrique (PMT)* ***.. 79***

Tableau IV.3 : *les valeurs de la capacite portant à partir des essais Pénétration standard (SPT)*

…….. 79

Tableau IV.4 : *les valeurs de Q_l et Q_c à partir des essais de laboratoire* ***…….…... 79***

Tableau IV.5 : *les valeurs de Q_l et Q_c à partir des essais pressiométrique (PMT)* ***……..…... 80***

Tableau IV.6 : *les paramètres de sol sable et marne* ***…….…... 81***

Tableau IV.7 : *les paramètres de model géométrique* ***…….…. 81***

Tableau IV.8 : *Les valeurs de Tassement en fonction de la charge appliquée* ***……...…. 85***

Tableau IV.9 : *Les valeurs de Tassement en fonction de la charge appliquée* ***……..... 86***

Tableau IV.10 : *Les valeurs de Tassement en fonction de la charge appliquée* ***…….….. 87***

Tableau IV.11 : *Les valeurs de Tassement en fonction de la charge appliquée* ***……...…. 88***

Tableau IV.12 : *les valeurs* de la charge limite Q_L et la charge de fluage Q_C ***……. 89***

List des figures :

Figure I.1 : *Types de fondations superficielles* **…… 3**

Figure I.2: *Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur D'encastrement (DTU 13.11, 1988)* **…….…….. 4**

Figure I.3 : *réalisation des Puits* **…….… 5**

Figure I.4 : *Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De* **…...…. 6**

Figure I.5 : *Pieux en bois* **…….… 7**

Figure I.6: *Pieu battu préfabriqué* **…….... 7**

Figure I.7 : *Profilés métalliques battus* **……..... 8**

Figure I.8 : *Pieux battus moulés* **……..... 9**

Figure I.9 : *Méthode de réalisation Pieu vissé à pointe perdue* **…….. 10**

Figure I.10 : *Méthode de réalisation des colonnes ballastées* **…… 10**

Figure I.11 : *Pieux forés simples avec Méthode de réalisation* **……...….... 11**

Figure I.12 : *Méthode de réalisation des pieux forés sous boue* **……...…..… 11**

Figure I.13 : *Pieux forés tubés* **……...……..… 12**

Figure I.14 : *Pieux tarières creuses* **……..... 12**

Figure I.15 : *Réalisation d'un micropieu* **……... 13**

Figure I.16 : *diagramme de principe de différentes techniques* **……. 14**

Figure I.17 : *Différents barrettes* **……..... 15**

Figure I.18 : *Les ancrages* **…….….. 16**

Figure II.1 : *Force portante d'un pieu* **……..... 19**

Figure II.2 : *Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale* **…….....…. 22**

Figure II.3 : *Pression limite équivalente pour 2R >1m* **…….….. 29**

Figure II.4 : *Valeurs du frottement latéral unitaire* **…….....…. 31**

Figure II.5 : *Schéma de transfert de charges d'un pieu isolé* **……..... 38**

Figure II.6 : *Courbes de transfert de charges selon le CCTG-93* **…….….. 40**

Figure III.1 : *Vue générale de la mosquée* **…….….. 43**

Figure III.2 : *localisation de la mosquée* **……... 44**

Figure III.3 : *minaret* **…….…..... 44**

Figure III.4 : *la carte géologique D'Alger (A. Aymé, 1964 – 1 / 50 000)* **……...…. 47**

Figure III.5 : *plan d'implantation minaret* **…….... 48**

Figure III.6 : *Représentation de la résistance à la pénétration* **……...….…. 50**

Figure III.7 : *caractéristiques pressiométriques* **……..…..…… 51**

Figure III.8 : *caractéristiques pressiométriques* **……..…..…… 51**

Figure III.9 : *Teneur en eau en fonction de la profondeur* **……..…..…..…. 52**

Figure III.10 : *La masse volumique sèche et humide en fonction de la profondeur* ***….…… 53***
Figure III.11 : *Limites d'Atterberg en fonction de la profondeur* ***…….…..…….…..….. 53***
Figure III.12 : *propriétés mécaniques de sol* ***…….…..……..…….. 54***
Figure III.13 : *propriétés mécaniques de sol* ***…….…..……..…….. 54***
Figure III.14 : *Résistance à la compression en fonction de la profondeur* ***….…..……..……..... 55***
Figure IV.1 : *vue générale de pieu dans le sol* ***…….…..……..……..... 59***
Figure IV.2 : *vue générale de barrette dans le sol* ***……..……..……... 60***
Figure IV.3 : *la lithologie du sol* ***…….……..……... 82***
Figure IV.4 : *Définition de la géométrie du pieu* ***……..... 82***
Figure IV.5 : *génération du Maillage* ***…….…... 83***
Figure IV.6 : *déplacement verticale sous une charge de 7250 kpa* ***……..…. 84***
Figure IV.7 : *comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence* ***…….…. 85***
Figure IV.8 : *comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence* ***…….…. 86***
Figure IV.9 : *comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence* ***…….…. 87***
Figure IV.10 : *comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence* ***…….…. 88***

Liste des Symboles, Unités et Abréviations :

Symboles :

N_q: : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur).

N_c: : facteur de portance de la capacité portante (tenue de cohésion).

N_γ: facteur de portance de la capacité portante (terme de surface).

φ **:** angle de frottement.

γ **:** poids volumique.

g : accélération de la pesanteur.

s : seconde, unité de temps.

H ou h : hauteur.

B ou b : largeur, épaisseur ou diamètre.

L ou l : longueur ou largeur.

D ou d : Diamètre.

q_p**:** contrainte limite de pointe.

q_f**:** frottement latéral unitaire.

A : section (en m^2) .

P : périmètre (en *m*).

Q : charge portante admissible.

F : coefficient de sécurité.

Q_p **:** la force limite de pointe.

Q_f **:** la force résultant du frottement.

Q_l: la charge portante.

Q_c **:** Contrainte de fluage.

σ_v: Contrainte des terres.

q_d: capacité partante brute d'une fondation.

Ψ: angle de dilatance..

λ : coefficient de forme.

φ' : l'angle de frottement interne effectif.

c_u *et* φ_u : les caractéristiques non drainées dans les sols.

σ'_v : la contrainte verticale effective.

D_e: L'ancrage critique (en m).

σ'_h : la contrainte effective horizontale.

K : le coefficient de poussée du sol.

q_0 : Contrainte verticale totale.

p_l : Pression limite.

p_0 : Contrainte horizontale totale.

u : Pression interstitielle.

K_0: Coefficient de poussée des terres au repos.

K_p : facteur de portance.

D_C : la profondeur critique.

p_{le}: la pression limite équivalente.

R: rayon.

p_l^* : la pression limite nette.

f_u : frottement latérale unitaire limite.

Qp_a : Charge de pointe admissible.

Qf_a : Frottement latéral admissible.

R_P : résistance de pointe moyenne.

f_n : frottement négatif unitaire limite.

I_v : le facteur de tassement.

ν : le coefficient de Poisson.

E_P: le module d'élasticité.

E **:** Module d'Young du sol.

E_b **:** le module du substratum.

E_m: Module pressiométrique.

V **:** Tassement.

R_s **:** le rapport de tassement.

q_s**:** frottement latéral unitaire.

δ **:** angle de frottement du contact sol pieu.

Rc : Résistance à la compression simple.

C_C **:** Coefficient de compressibilité.

Cg : Coefficient de gonflement.

C : Cohésion (Kpa).

Unités :

(°) : Degré.

M : Mètre.

KN: le kilo Newton (1 kN 1000 N).

KPa : le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa).

KN/m^3**:** le kilo Newton par mètre cube (1 kN/m3 = 1000 N/m3 = 0.1 tonne).

MPa : le Méga Pascal (1 Mpa = 10^6 Pa).

m^2 **:** unité de surface, le mètre carré.

m/s^2 **:** le mètre par second.

Abréviations :

DTU : Document Technique Unifié.

ANARGEMA : Agence Nationale de Réalisation et de Gestion de la Mosquée d'Alger.

SPT : essai de pénétration standard.

PMT : *essai pressiométrique.*

SC : sondages carottés.

SP : sondages pressiométriques.

PDL : essais au pénétromètre dynamique.

DPL : essais au pénétromètre dynamique.

Introduction générale :

Les fondations jouent un rôle essentiel dans un projet de construction car leur fiabilité est cruciale pour assurer la durabilité de l'ouvrage. Toutes les charges - permanentes, accidentelles et d'exploitation - sont reprises et transmises au sol par les fondations.

Il est donc primordial de les calculer et de les réaliser avec la plus grande attention. Cela accorde une importance capitale à la fondation, ce qui en fait un élément essentiel pour une construction. Il est donc essentiel de réduire au minimum les risques.

Ils proviennent non seulement de la structure supportée, mais également du milieu environnant, en particulier du sol. Effectivement, ce matériau est similaire à d'autres, à la différence qu'il est souvent très varié et qu'il est en partie inconnu par son aspect naturel.

Cependant, la nature et la capacité mécanique d'un sol peuvent avoir un impact considérable sur la construction. L'importance de la reconnaissance de la nature des sols d'assise est alors ressentie. La compréhension du sol est obtenue à travers des tests en laboratoire ou sur le terrain.

Ainsi, ceux-ci détermineront ses caractéristiques, ce qui jouera un rôle crucial dans la décision finale concernant le type de fondation. Parce que l'ancrage des fondations sera privilégié dans un sol stable, avec des risques de changement physique minimisés à court, moyen et long terme. Ainsi, nous nous sommes interrogés sur la manière de choisir une fondation tout en nous intéressant davantage aux fondations profondes, étant donné qu'il en existe différents types, quels sont les enjeux et enfin quels sont les impacts ?

L'objectif de ces travaux, qui sont à la fois théoriques et numériques, est de calculer de manière analytique la capacité portante et le tassement des fondations profondes telles que les barattes, en les soumettant à des charges axiales, et de les confronter aux résultats numériques. La situation du minaret de la grande mosquée d'Alger. Ce travail se compose de quatre chapitres qui sont structurés de la manière suivante :

Chapitre I : Généralité sur les fondations.

Chapitre II : Méthode de calcul de capacité portante et de tassement des fondations profondes.

Chapitre III : Présentation du site du minaret de la grande mosquée d'Alger.

Chapitre IV : Analyse numérique et théorique des pieux et barrettes au niveau du minaret de la grande mosquée d'Alger.

Chapitre I :

Généralité sur les fondations.

I.I. Introduction :

On appelle fondation la partie inferieure d'un ouvrage en contact avec le sol d'assise, ayant pour mission principale la transmission au sol les efforts provenant de cet ouvrage. Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles, par contre s'ils sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral. Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé.

I.II. Définition générale :

Les fondations sont les parties enterrées d'un ouvrage qui lui servent de base grâce à des appuis. Elles transmettent au sol les charges supportées par ces appuis. Le choix des fondations à mettre en place doit prendre en compte les particularités naturelles et artificielles du site, telles que la topographie, la structure, le sol, l'eau souterraine, et les ouvrages voisins. Ces facteurs détermine-ront la forme et le type de la structure des fondations. Il est essentiel de vérifier la stabilité au glissement de l'ensemble [1].

I.III. Choix de type de fondations :

Une fondation est une structure qui permet de transférer les charges de l'ouvrage sur le sol sans provoquer des désordres importants dus aux tassements instantanés est différentiels [4].Pour choisir le type de fondations d'un ouvrage, il est nécessaire d'avoir une étude géotechnique du sol (l'angle de frottement, la cohésion, présence de nappe). Le choix du type de fondation la plus appropriée est dicté par certains facteurs tels que :

- La nature de la structure ;
- Les charges appliquées de la structure ;
- Les caractéristiques physico-mécaniques du sol du site [4].

I.III.1. Les fondations superficielles :

On appelle fondation superficielle une fondation dont le rapport de la largeur sur la profondeur est inférieur à 5[1]. Ce type de fondations est employé lorsque le bon sol se trouve une profondeur maximale inférieure à 2,50 m. On distingue trois catégories de fondations superficielles :

- Les fondations par rigoles ;
- Les fondations par semelles ;
- Les fondations sur radier général [1].

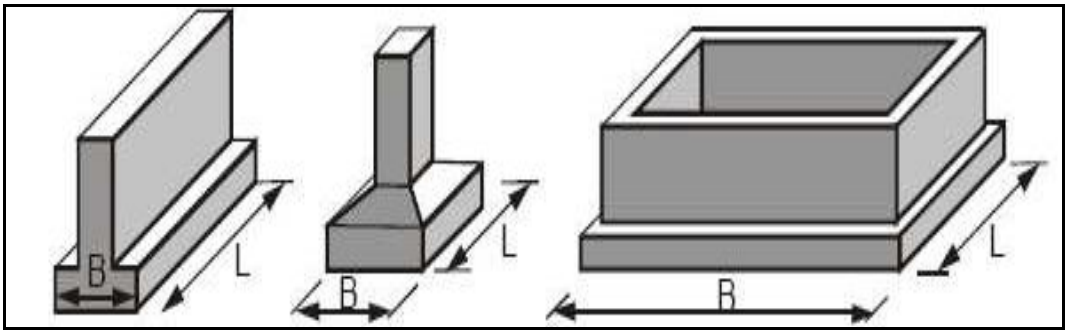


Figure I.1 : *Types de fondations superficielles.*

I.III.2. Fondations semi profondes :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure d'un ouvrage, dans le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m [1].

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires.

Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols, pour les pays froids. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui constituent des cas particuliers. Leur calcul est adapté, suivant le cas : fondations superficielles, ou fondations profondes [1].

I.III.3. Les fondations profondes :

Lorsque le rapport de la largeur à la hauteur d'une fondation est inférieur à un sixième et que la hauteur est supérieure à 3 mètres, il s'agit de fondations profondes ou "spéciales". Elles peuvent être préférées aux fondations superficielles pour des raisons qui ne sont pas forcément géotechniques [4].

La fondation est dite profonde si : $D/B > 6$ et $D > 3m$ selon (DTU 13.11, 1988).

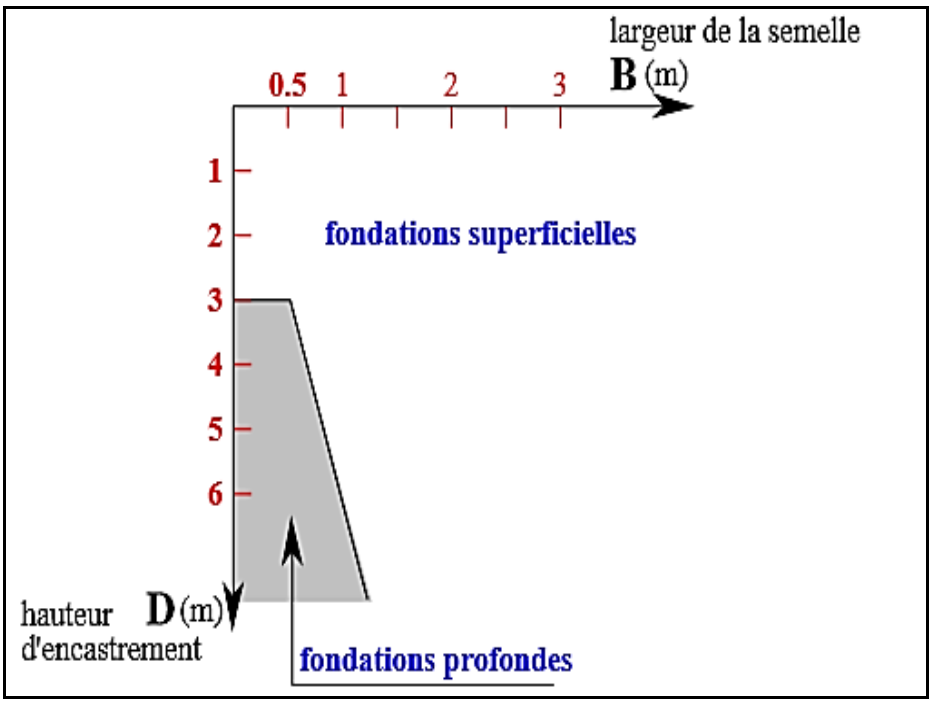


Figure I.2: *Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur D'encastrement (DTU 13.11, 1988).*

I.VI. Types de fondations profondes :

Pour atteindre le substratum résistant ou la couche de sol d'ancrage, on réalise, soit des puits relativement peu profonds, soit des pieux ou soit des barrettes, qui sont les types de fondation profonde existante

I.VI.1. Les Puits :

I.VI.1.1. Définition :

Ce système est utilisé lorsque l'ouvrage est lourd et qu'il faut aller chercher en profondeur une couche assez résistance pour le supporter. On fonde la construction sur des piliers dont la section totale est suffisante pour ne pas faire supporter au terrain une pression supérieure à celle préconisée par l'étude faite [7].



Figure I.3 : *réalisation des Puits [8].*

I.VI.1.2. Caractéristiques des puits :

Les parois de forage sont toujours blindées [7].

Les puits se distinguent de pieux par le fait :

- qu'ils sont parfois creusés à la main
- qu'ils ont toujours une section importante (1,10 à 2,50 m²)
- qu'ils peuvent être exécutés en maçonnerie
- qu'ils ne peuvent être réalisés que dans des terrains dénoyés en terrain peu cohérent sauf si la nappe phréatique est rabattue à l'extérieure du puit
- qu'ils fonctionnent presque toujours en pointe

La section des puits est très variable : circulaire, carrée, rectangulaire, semi-circulaire, en angle, …

Le dosage du béton sera de 250 à 300 kg/m3.

Leur profondeur est limitée par les conditions d'exécution en ce qui concerne les puits manuels (problèmes de ventilation, venues d'eau) ou par la capacité des engins de terrassement (pelle mécanique, tarière gros diamètre, …). Des profondeurs de 40 à 50 m peuvent être couramment atteintes si le terrain s'y prête [7].

La transmission des charges de la superstructure sur les puits s'effectue par l'intermédiaire de semelles B.A. (15 à 20 cm) qui en assure une répartition satisfaisante [7].

I.VI.2. Les pieux :

I.VI.2.1. Définitions d'un pieu :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles [2]. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e [2].

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (***Figure I.4***)

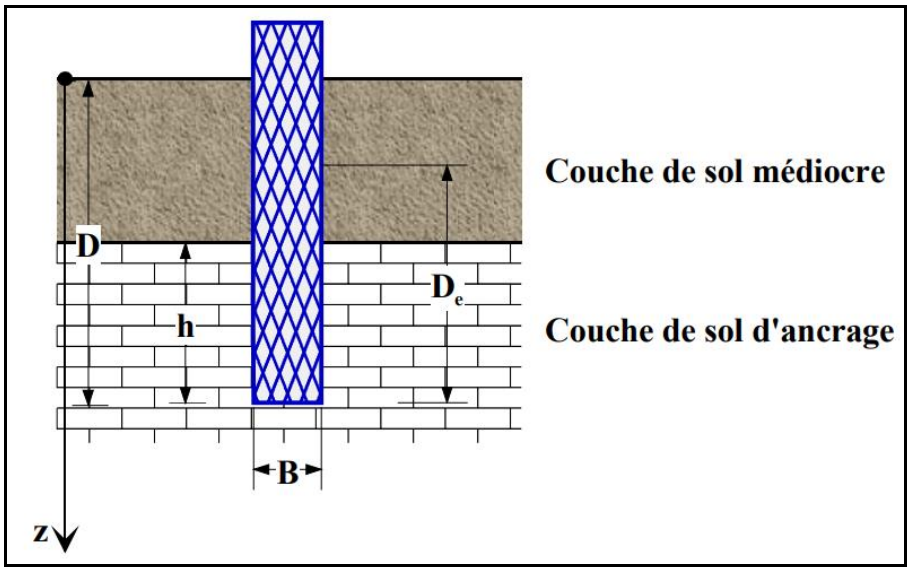


Figure I.4 : *Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e [2].*

I.VI.2.2. Classification suivant le mode d'exécution :

I.VI.2.2.1. Pieux refoulent le sol a la mise en place :

Une large gamme des pieux est mise en place par fonçage, battage et/ou vibro-fonçage et Eventuellement par lançage :

I.VI.2.2.1.1. Pieux en bois :

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage (associé quelquefois au fonçage). Ils Travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral, moins souvent à L'arrachement, à la flexion ou comme pieux de resserrement. Ils sont à l'heure actuelle très Peu utilisée en France, plus au Canada ou aux Etats-Unis d'Amérique, ainsi En Hollande. Ils sont très présents dans les monuments historiques [5].



Figure I.5 : *Pieux en bois [8].*

I.VI.2.2.1.2. Pieux battus préfabriqués :

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage où Vibro-fonçage [5].

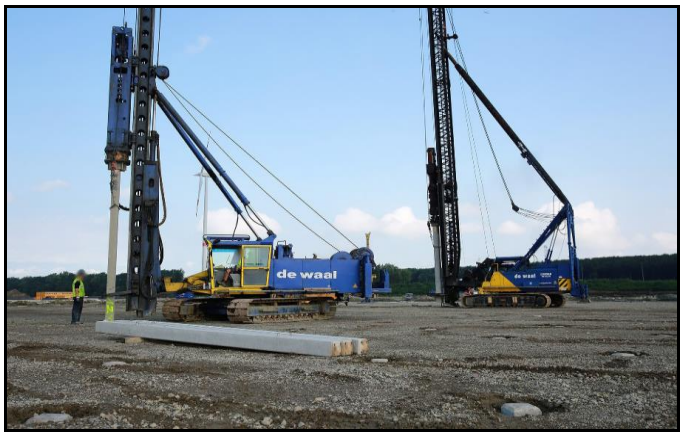


Figure I.6: *Pieu battu préfabriqué [8].*

I.VI.2.2.1.3. Pieux métalliques battus :

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition Éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :

- en forme de H,
- en forme d'anneau (tube),
- en forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des Pieux particuliers [5].

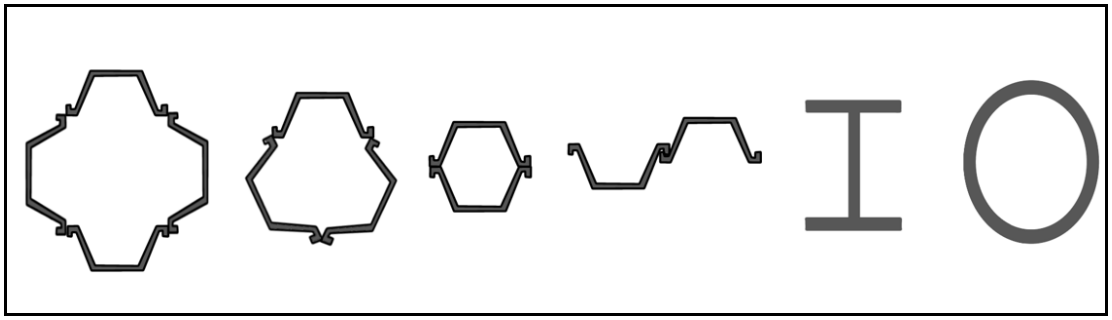


Figure I.7 : *Profilés métalliques battus.*

I.VI.2.2.1.4. Pieux en béton foncés :

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à L'avancement, de 0,50 m à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments Sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction [5].

I.VI.2.2.1.5. Pieux métalliques foncés :

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition Éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend Appui sous un massif de réaction [5].

I.VI.2.2.1.6. Pieux battus pilonnés :

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement Pitonnées à l'aide du mouton de battage au fur et mesure de l'extraction du tube. Suivant les Cas, les pieux peuvent être armés [5].

I.VI.2.2.1.7. Pieux battus moulés :

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique Raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube Ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton D'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés [5].



Figure I.8 : *Pieux battus moulés [8].*

I.VI.2.2.1.8. Pieux battus enrobés :

Ce pieu, à âme métallique (acier E 24.2 ou similaire), est constitué :
- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur - de profilés H - de caissons formés De profilés ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments. La pointe du pieu comporte un sabot Débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum, Au fur et à Mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage Du sabot, afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de Celui-ci [5].

I.VI.2.2.1.9. Pieux tubulaires précontraints :

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par Précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de Longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage Des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base Ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des Terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche [5].

I.VI.2.2.1.10. Pieux vissés moulés :

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe, en Raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans Le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne Cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au Sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton.

L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration [5]. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil (***Figures I.9)***.



Figure I.9 : *Méthode de réalisation Pieu vissé à pointe perdue [8].*

I.VI.2.2.1.11. Colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts de matériaux d'apport granulaires, sans Cohésion et sans liant mis en place par refoulement dans le sol et compactés dans le sol par Pilonnage ou à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support et Par l'action du lançage (eau ou air) [5]. Le matériau d'apport (d5>0,1 mm ; d30>40 mm ; d100<150 mm) doit descendre jusqu'à la pointe du vibreur soit par le forage lui-même, soit par l'espace Annulaire maintenu entre le vibreur et le sol environnant, soit par tube latéral associé au Vibreur (***Figure I.10***).

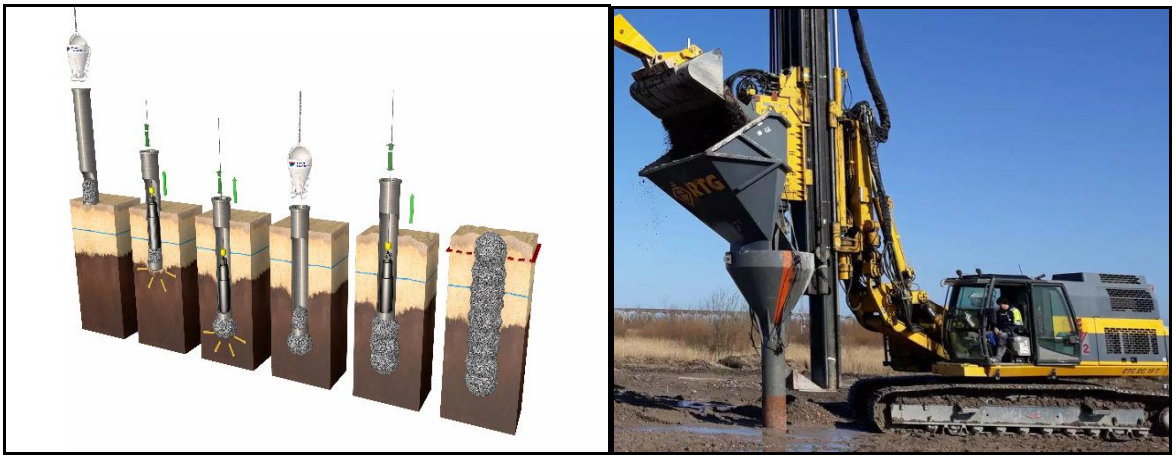


Figure I.10 : *Méthode de réalisation des colonnes ballastées [8].*

I.VI.2.2.2. Pieux ne refoulent pas le sol à la mise en place :

I.VI.2.2.2.1. Pieux forés simples (barrette exécutée dans les mêmes conditions) :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que Tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas de soutènement de parois, ne s'applique que Dans des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques [5].

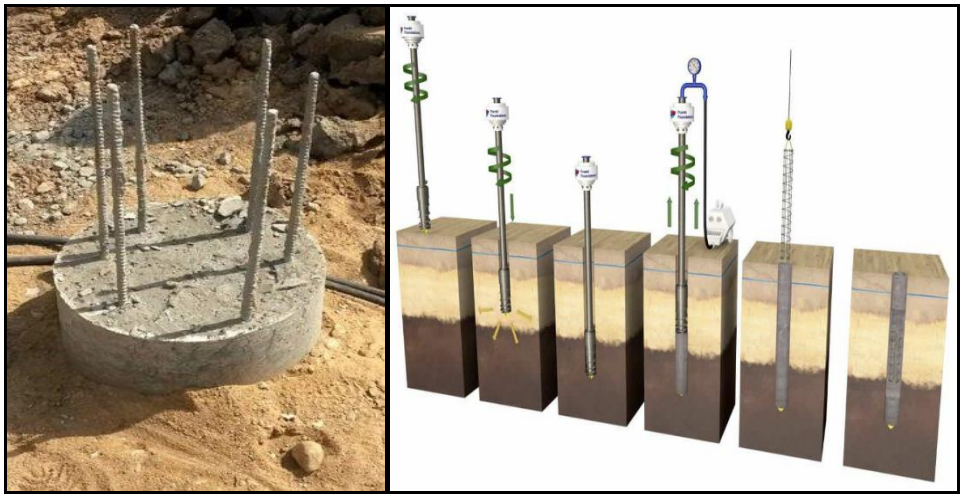


Figure I.11 : *Pieux forés simples avec Méthode de réalisation [8].*

I.VI.2.2.2.2. Pieux forés avec boue et barrettes :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que Tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage Benton tique ou avec polymères [5]. Le Forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de Bétonnage (***Figure I.12***).

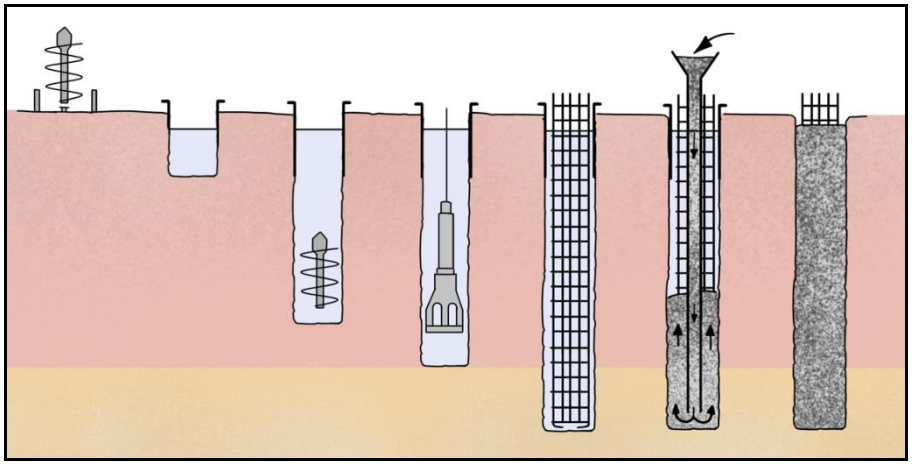


Figure I.12 : *Méthode de réalisation des pieux forés sous boue.*

I.VI.2.2.2.3. Pieux forés tubés :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoiement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase [5].

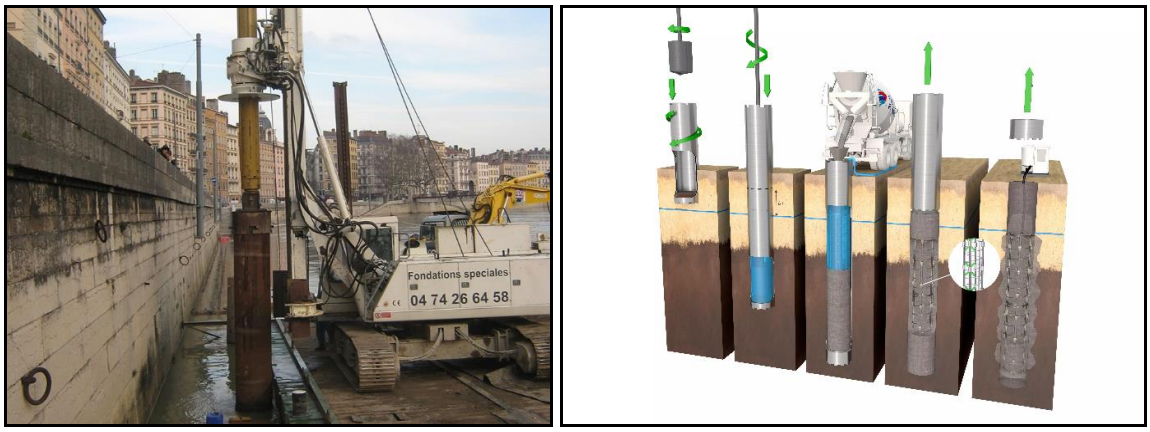


Figure I.13 : *Pieux forés tubés [8].*

I.VI.2.2.2.4. Pieux tarières creuses :

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la Profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain [5]. La Tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait (***Figure I.14***).



Figure I.14 : *Pieux tarières creuses [8].*

I.VI.2.2.2.5. Micropieux et clous :

La technique des micropieux a été développée dans les années soixante : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieuses racines qui sont des pieux de petits diamètre scellés au terrain par un mortier [5]. Par la suite, sont apparus des micropieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette Technique n'a été employée que dans la reprise en sous-oeuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique s'est élargi aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section (***Figure I.15***).

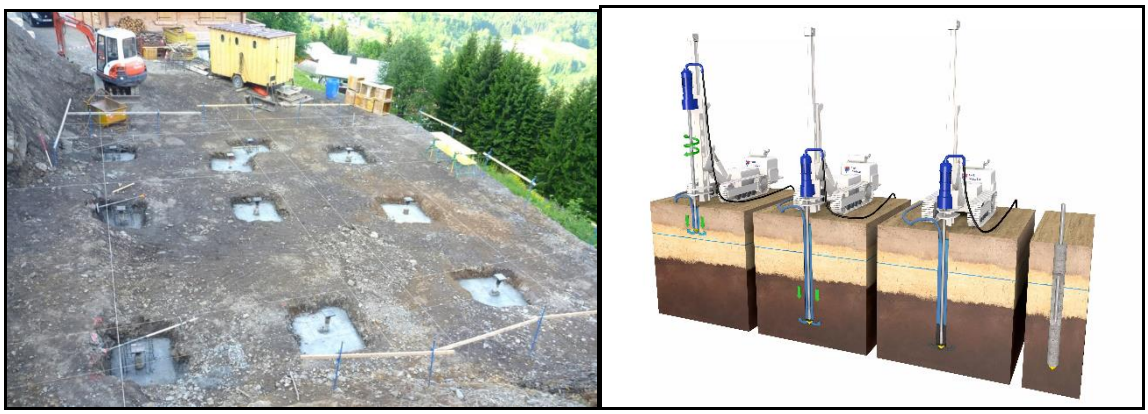


Figure I.15 : *Réalisation d'un micropieu [8].*

I.VI.2.2.2.6. Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre :

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux du type II, regroupe des pieux de forts Diamètres, supérieurs à 250 mm L'armature est en principe constituée par un tube équipé d'un dispositif d'injection comprenant des clapets anti-retours.

Le dispositif d'injection doit permettre le scellement au terrain sous haute pression [5].

I.VI.2.2.2.7. Colonnes sol-ciment, soil mixing et Jet grouting :

Les colonnes de sol-ciment sont à l'origine réalisée en mélangeant par rotation le sol en place a un coulis de ciment introduit au travers de l'axe d'une tarière creuse. Une cage d'armature peut être introduite dans ce « béton de sol » avant durcissement. Le soil-mixing est l'appellation actuelle de la méthode de réalisation des colonnes de sol-ciment ou sol-chaux par un outil rigide ou repliable. L'injection réalisée par un, deux ou trois jets sous haute pression appelée communément « jet-grouting » est une variante de cette technique [5]. La déstructuration du terrain et son mélange au coulis de ciment est réalisée par injection sous haute pression d'un

fluide autour d'un trou de forage qui constitue ainsi l'axe d'une colonne de terrain mélangé au coulis de ciment (***Figure I.16***).

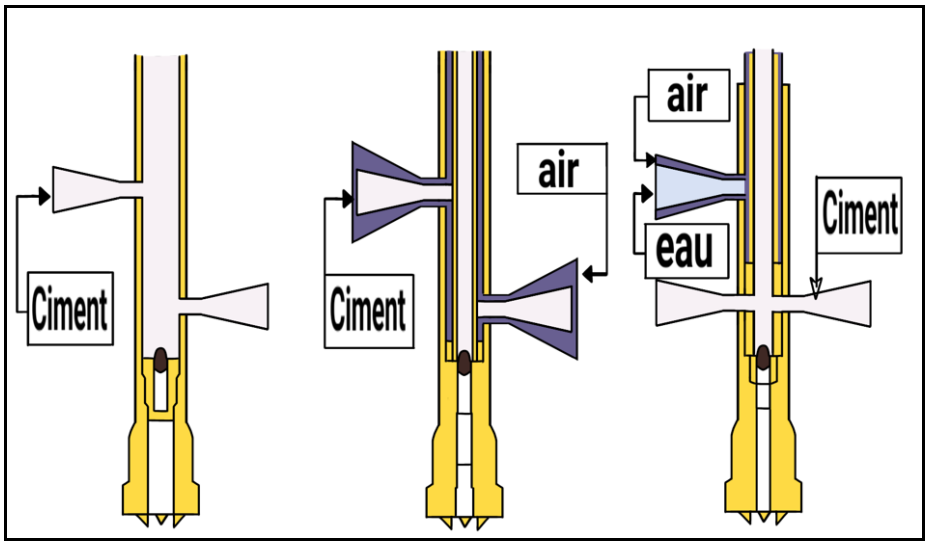


***Figure I.16 : diagramme** de principe de différentes techniques.*

I.VI.2.3. Critère de choix des pieux :

Le choix du type de pieu, y compris la qualité du matériau du pieu et la méthode d'installation, doit tenir compte des points suivants :

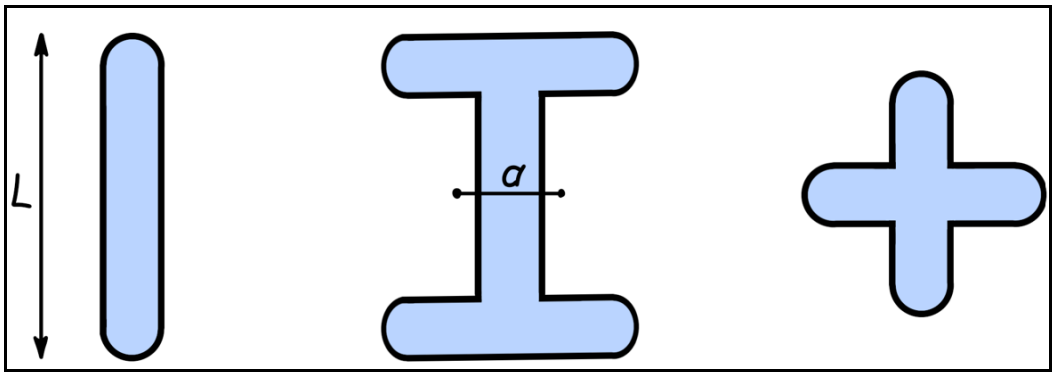
- Les conditions de terrain sur le site, y compris la présence ou la possibilité d'obstacles dans le sol ;
- Les contraintes générées dans les pieux au cours de leur installation ;
- La possibilité de préserver ou de vérifier l'intégrité du pieu installé ;
- L'effet de la méthode et du phasage de l'installation des pieux sur les pieux qui ont déjà été installés et sur les ouvrages et équipements avoisinants ;
- Les tolérances définies pour les pieux installés ;
- Les effets nuisibles des produits chimiques présents dans le terrain [6].

I.VI.3. Les barrettes :

On a vu que la technique des puits est limitée notamment par le rayon d'action des engins de terrassements. Afin d'étendre cette technique, des engins spéciaux ont été construits. Ces engins permettent la réalisation d'excavations de petites sections (largeur 50 à 120 cm) jusqu'à des profondeurs importantes (plusieurs dizaines de mètres). On parle alors de barrettes [3].

Ce dispositif permet de reporter les charges de fondations directement sur un bon sol exactement suivant le schéma des puits. La totalité de la charge est transmise par la base de la barrette.

Les dimensions habituelles des barrettes sont de l'ordre de 2,5 m x 1 m. Elles peuvent être groupées afin d'augmenter la capacité portante. La capacité portante d'une barrette peut atteindre plusieurs centaines de tonnes [3].



En général : 0,5m < e < 1,5m

1,8m < L < 2,5m

Figure I.17 : *Différents barrettes.*

I.VI.3.1. Mode d'exécution :

Il comprend classiquement trois étapes :

- Le forage, qui est généralement fait sous boue bentonitique, comme pour les parois classiques,
- La mise en place des armatures, après dessablage de la boue de forage,
- Le bétonnage est effectué de façon normale, au tube plongeur [3].

I.VI.3.2. Avantage des barrettes :

Ils ont divers avantages inhérents à leur forme :

- résistance aux efforts horizontaux supérieure à celle des pieux circulaires de même section
- adaptation aisée aux structures, de façon à mettre un seul appui sous chaque poteau ou organe porteur,
- meilleure mobilisation du frottement latéral qu'avec un pieu de même section, car le périmètre est plus grand.
- La faculté d'élargir leur surface à volonté rend leurs possibilités quasi illimitées [3]

I.VI.4. Ancrage :

Les ancrages, contrairement aux autres types de fondations, sont soumis à des efforts de traction.

Ainsi il est nécessaire de les consolider en unissant une portion du terrain en place avec une injection de liant [7].

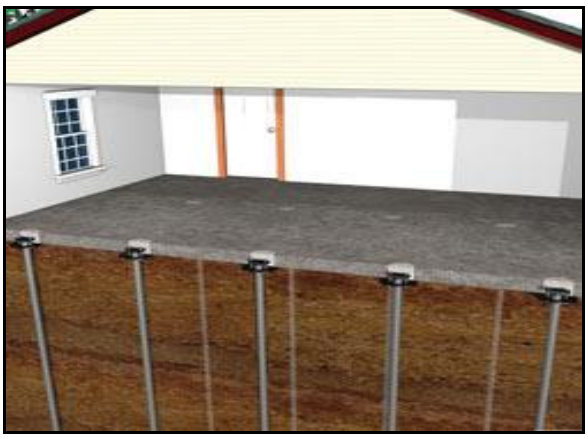


Figure I.18 : *Les ancrages [8].*

Conclusion :

Les fondations sont des éléments structuraux nécessaires indispensables pour les constructions, traditionnellement on les classe selon l'encastrement relatif D/B et on distingue 3 types :(Fondations superficielles, Fondations semi profondes, Fondations profondes)

Chapitre II :

Méthode de calcul de capacité portante et de tassement des fondations profondes.

II. I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les principales méthodes de calcul de la capacité portante, à partir des essais en laboratoire et in situ que l'ingénieur utilise lors de dimensionnement de fondation et nous permet par la suite les différentes méthodes de calcul le tassement. Les calculs de tassement sont essentiels pour garantir la stabilité et la sécurité des structures en tenant compte des caractéristiques du sol et des charges appliquées.

II. II. Calcul de la capacité portante des fondations profondes :

On peut définir la force portante d'un pieu $\boldsymbol{Q_l}$ comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre. On définit aussi la capacité portante $\boldsymbol{q_l}$, d'un sol qui est la charge maximale par unité de surface que ce dernier peut supporter. Au-delà de cette charge, le sol se rompt [9].

La charge limite supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes : la charge limite de pointe $\boldsymbol{Q_p}$ **(=** $\mathbf{A}\cdot \boldsymbol{q_p}$**)** correspondant au poinçonnement du sol " sous la base du pieu et la charge limite $\boldsymbol{Q_f}$**(=** $\mathbf{P}.\sum_i^n \boldsymbol{h_i}.\boldsymbol{q_{f_i}}$ **)** mobilisable par frottement entre Je fût du pieu ct le sol, d'où la formule suivante de $\boldsymbol{Q_l}$ **:**

$$\boldsymbol{Q_l}=\boldsymbol{Q_p}+\boldsymbol{Q_P}=\boldsymbol{A}\cdot \boldsymbol{q_p}+\boldsymbol{P}.\sum_i^n \boldsymbol{h_i}.\boldsymbol{q_{f_i}} \qquad \textit{(II.1)}$$

$\boldsymbol{q_p}$**:** contrainte limite de pointe (en kPa) ;

$\boldsymbol{q_f}$**:** frottement latéral unitaire de la couche i (en kPa) ;

A : section droite du pieu (en m^2) ;

P : périmètre du pieu (en *m*) ;

n : nombre de couches traversées par le pieu;

$\boldsymbol{h_i}$**:** épaisseur de la couche i (en m) ;

Pour un pieu ancré dans un sable, la capacité portante nette : est pratiquement la même que la portance brute [9].

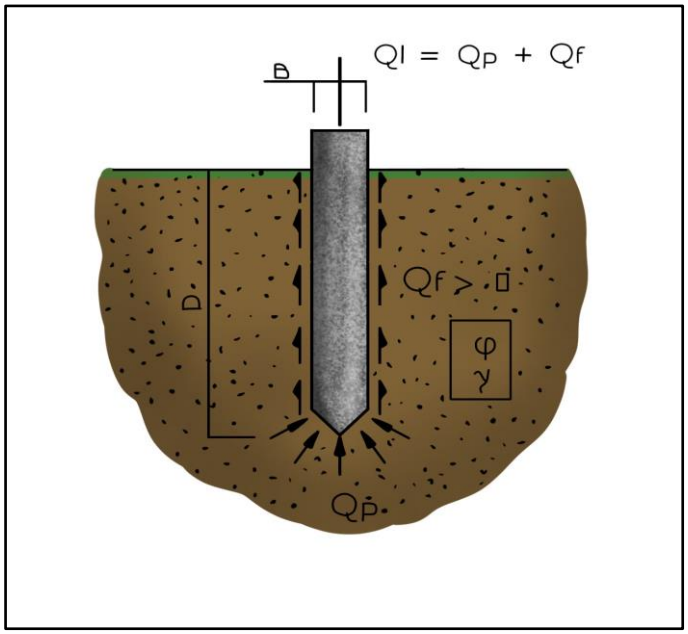


Figure II.1 : *Force portante d'un pieu.*

La détermination de la force portante d'un pieu peut se faire grâce à plusieurs méthodes :

1. L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux ;

2. L'utilisation des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique théorique des sols ;

3. L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, soit avec le pénétromètre dynamique.

4. L'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux ;

En raison des nombreuses précautions à prendre, des multiples vérifications

À faire, des conditions à réunir et du temps relativement important requis pour l'utilisation de la dernière méthode, nous n'exposerons que les trois premières méthodes (1, 2 et 3) [9].

II. II.1. Formules de battage :

II. II.1.1. Généralités :

De très nombreux types de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette. Souvent, on détermine l'enfoncement moyen du pieu, mesuré soit, sous un coup, soit, de préférence sous une volée de 10 ou 20 coups de mouton. La précision de la mesure de l'enfoncement est beaucoup plus grande dans les deux derniers cas. Cet enfoncement moyen est souvent appelé refus.

L'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mats non suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet, que des pieux pour lesquels le refus n'a pas été atteint soient en mesure de porter des charges importantes, mais inversement, il arrive également que l'application de la charge résultant des formules de battage au refus mesure/ soit risquée.

Lorsque le battage s'effectue dans un milieu cohérent immergé, il est nécessaire Cie procéder à des essais de chargement in situ afin de vérifier les charges portantes déduites des formules de battage. L'utilisation des formules de battage est sujette à des critiques, mais on continue de l'utiliser en raison de leur emploi relativement simple. Les résultats découlant de leur utilisation. Ont fait l'objet d'études systématiques et on peut être assuré, pour certaines de ces formules, d'obtenir des résultats qui concordent de manière satisfaisante avec les résultats des essais de chargement [9].

II. II.1.2. Formule des Hollandais :

La formule des Hollandais est généralement utilisée pour des refus supérieurs à 5 mm

$$\boldsymbol{Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{e \times (M+P)} \times g} \qquad \textit{(II.2)}$$

Q : charge portante admissible du pieu en N ;

H : hauteur de chute du mouton en m ;

M : masse du mouton en kg ;

P : masse du pieu en kg ;

e : enfoncement permanent ou refus moyen en m ;

g : accélération de la pesanteur en m/s^2.

F : coefficient de sécurité, en général pris égal à 6.

La formule des Hollandais donne suivant les cas, une sécurité excessive ou insuffisante et

Pour cette raison, ne doit être utilisée qu'avec une extrême prudence [9].

II.1.3. Formule de Crandall :

Crandall propose la formule suivante pour le calcul de la force portante d'un pieu :

$$Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{(e \times \frac{e_1}{2}) \times (M+P)} \times g \qquad (II.3)$$

Dans laquelle e_1 représente le raceourcissernent élastique du pieu exprimé en m. Pour cette formule, il est recommandé d'utiliser un coefficient de sécurité F égal à 3[9].

II.II.2. Détermination de la charge portante par les formules statiques :

On a vu plus haut que la charge portante Q_l d'un pieu se décomposait en deux termes : la force limite de pointe encore appelée le terme de pointe Q_p et le frottement latéral Q_f qui est la force résultant du frottement entre le pieu et les couches de sol traversé.

Alors que le terme de pointe ne dépend généralement pas ou peu du type de pieu, le frottement latéral est fonction des matériaux constitutifs du sol. Du pieu et du mode de mise en place de ce dernier. Ce terme est le plus difficile à évaluer et on s'attelle plus au calcul de la force limite de pointe Q_p Cependant, les difficultés liées à la détermination exacte de la force résultant du frottement latéral ne doivent pas conduire l'ingénieur géotechnicien à la négliger car ce terme a, nous le verrons plus loin, son importance dans la charge portante totale du pieu [9].

II.II.2.1. Expression générale de la force portante Q_l :

Soit un pieu isolé fiché dans un terrain multicouche ct soumis à une charge Q *voir (**figure II.2**).* La charge Q est équilibrée d'une part par la résistanceQ_p que rencontre le pieu sur sa pointe et d'autre part par la résultante Q_f des forces de Frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain [9].

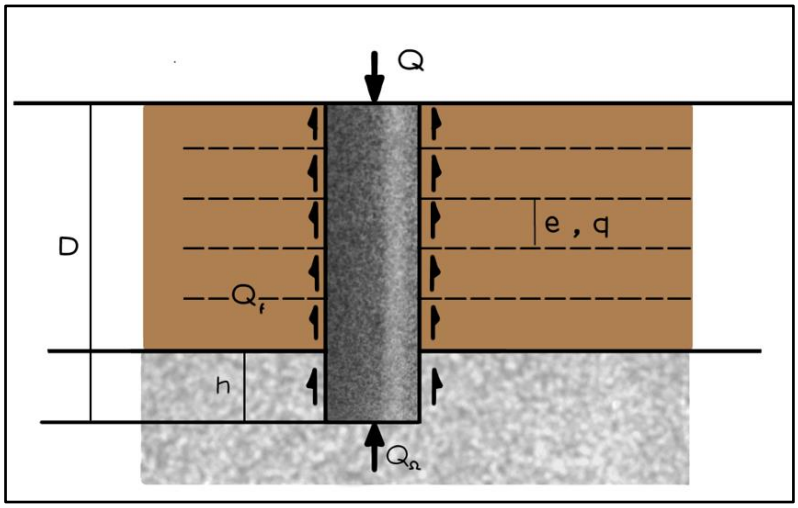


Figure II.2 : *Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.*

II.II.2.2. Pression limite et résistance limite sous la pointe :

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles [9].

Ainsi, Pour une semelle circulaire de rayon r, ancrée à une profondeur D. l'expression de la capacité portante brute est la suivante :

$$q_d = 0.6 \times \gamma \times r \times N_\gamma + \gamma' \times D \times N_q + 1.3 \times C \times N_c \qquad (II.4)$$

Pour les fondations profondes, cette expression devient :

$$q_p = 0.6 \times \gamma \times r \times N_\gamma + \sigma_v \times N_q + 1.3 \times C \times N_c \qquad (II.5)$$

Avec :

D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel ;

B : largeur de la semelle ;

γ **:** poids volumique du sol de fondation ;

γ'**:** poids volumique du sol au-dessus de la fondation ;

e : cohésion du sol sous la base de la fondation (en unité de pression) ;

σ_v: Contrainte des terres au-dessus de la base de la fondation ;

Les trois coefficient N_γ , N_q , et N_c appelés facteurs de capacité portante ne dépendent que des angles Ψ et φ[9].

N_γ: Le terme de surface.

N_q: Le terme de profondeur.

N_c: Le terme de cohésion.

φ **:** angle de frottement interne du sol ou coefficient des terres au repos.

Ψ: Donnée par $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$**.** Selon Caquot et Kérisel

En général" on néglige le terme $\gamma \times r \times N_\gamma$. On détermine alors des coefficients plus élevés qui sont $N_{q_{max}}$ et $N_{C_{max}}$.

Tableau II.1 : *les valeurs* N_q *et* N_c *[9].*

φ	N_q	N_c
0^0	1	7
5^0	1.8	9.6
10^0	3.4	13.8
15^0	6.5	20.6
20^0	13	32
25^0	26	54
30^0	57	97
35^0	134	190
40^0	355	421

Si q_p est la pression limite sous la pointe et A la section droite du pieu, on a :

$$q_p = \sigma_v \times N_{q_{max}} + 1,3 \times c \times N_{c_{max}} \qquad (II.6)$$

Cette formule n'est valable que lorsque l'on a atteint J'ancrage critique D_e , c'est-à-dire $(D \geq D_e)$ Dans le cas contraire$(D < D_e)$ on utilisera la formule pour les fondations superficielles ***(formule II.7)***

Lorsque l'ancrage du pieu dans la couche porteuse est supérieur à D_e . La formule donnant la pression limite de pointe s'écrit :

$$q_p = a \times N_{q_{max}} + \lambda \times c \times N_{c_{max}} \qquad (II.7)$$

a : constante ayant les dimensions d'une pression égale à 50 kPa .

λ : coefficient de forme.

λ= 1.3 pour tes pieux de section circulaire ou carrée. $\lambda = 1 + 0.3\frac{B}{L}$ pour les barrettes et parois.

L : plus grande dimension de la section transversale.

Dans les sols purement cohérents, la formule précédente de q_p ***(formule II.7)*** est remplacée par :

$$q_p = 7\lambda \times c_u \qquad (II.8)$$

Les caractéristiques à considérer sont l'angle de frottement interne effectif φ' dans les sols pulvérulents et les caractéristiques non drainées ($c_u$et φ_u) dans les sols cohérents.

La résistance limite à la pointe Q_P est alors donnée par :

$$Q_p = A \times q_p \qquad (II.9)$$

Lorsque $D \geq D_e$ la résistance limite devient constante en milieu homogène.

Dans un sol multicouche, l'ancrage critique est plus faible et dépend de la contrainte verticale σ'_vexercée par les couches supérieures. Les résultats expérimentaux ont conduit à retenir les règles suivantes :

- Dans un monocouche (sol homogène), l'ancrage critique est donné par l'expression :

$$D_e = max(6B, 3m\text{è}tres)$$

- Dans un multicouche vrai :

$$D_e = 3B$$

Un multicouche vrai est un multicouche dans lequel L'épaisseur et le poids volumique des couches supérieures à la couche d'ancrage sont tels que la contrainte verticale effective σ'_v au niveau de cette couche est supérieure ou égale li 100 kpa [9].

Pour le calcul deN_c , N_q et D_e . Caquot et Kérisel ont proposé les formules suivantes :

Pour $\varphi = 0$ $\quad N_{q_{max}} = 1$ et $N_c = 7$

Pour $\varphi \neq 0$ $\quad N_{q_{max}} = e^{7 \tan \emptyset}$ et $N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$

$$D_e = \frac{B}{4} \times N_{q_{max}}^{\frac{2}{3}}$$

II.II.2.3. Frottement latéral :

Le frottement latéral $Q_f$est la résistanee au cisaillement (contrainte tangentielle) pouvant être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif Il est pris en compte seulement sur la hauteur $D - D_e$. Il est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. On le calcule par la formule suivante :

$$Q_f = p \times \sum_{i=1}^{n} h_i \times q_{f_i} = p \times \int_0^{D-D_e} q_f \, dh \qquad (II.10)$$

q_f : Étant le frottement latéral unitaire.

- ***Pour les sols purement cohérents*** : Le frottement latéral unitaire est donné par la formule

$$q_f = \beta \times c_u \qquad (II.11)$$

c_u : Étant la cohésion non drainée du sol.

Les valeurs du coefficient β sont données dans ***le tableau II.2***. Toutefois, les valeurs de q_f obtenues avec ***la formule (II.11)*** doivent être bornées supérieurement à une valeur plafond $q_{f_{max}}$

$$q_f = min(\beta \times c_u, q_{f_{max}}) \qquad (II.12)$$

Tableau II.2 : *valeurs du coefficient* β *pour quelques pieux [9].*

Pieu	***Forés gros diamètre***	***Forés***	***Battus***	***Injectés***
FUT en béton	*0.6*	*0.7*	*0.7*	-
En acier	-	*0.5*	*0.5*	-
Faible pression	-	-	-	*1.0*
Forte pression	-	-	-	*1.5*
(1)*pieux de diamètre* $> 1.5m$, *barrettes, puis coulés à pleine fouille*				

Tableau II.3 : *valeur du coefficient* $\boldsymbol{\beta}$ *et* $\boldsymbol{q_{S_{max}\,(KPA)}}$ *[10].*

		Argiles limons			***Sables graves***			***Craies***	
		A	***B***	***C***	***A***	***B***	***C***	***A***	***B***
Foré	$\boldsymbol{\beta}$	-	- 75	- -	200	200	200	125	80
	$\boldsymbol{q_{S_{max}\,(KPA)}}$	15	40 80	40 80	-	-	120	40	120
Foré (tube récupéré)	$\boldsymbol{\beta}$	-	100 100	- 100	250	25	300	125	100
	$\boldsymbol{q_{S_{max}\,(KPA)}}$	15	40 60	40 80	-	40	120	40	80
Métal battu Fermé	$\boldsymbol{\beta}$	-	120	150	300	300	300		
	$\boldsymbol{q_{S_{max}\,(KPA)}}$	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué Béton	$\boldsymbol{\beta}$	-	75	-	150	150	150		
	$\boldsymbol{q_{S_{max}\,(KPA)}}$	15	80	80	-	-	120		

- ***Pour les sol non cohérents (pulvérulents ou grenus) :*** le frottement latéral unitaire est estimé par :

$$\boldsymbol{q_f = k \times \sigma'_v \times \tan \varphi_a = \sigma'_h \times \tan \varphi_a} \qquad \textbf{(II.13)}$$

Où $\boldsymbol{\sigma'_h}$, et $\boldsymbol{\sigma'_v}$ sont respectivement les contraintes effectives horizontale et verticale à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne) [9].

K et $\boldsymbol{\varphi_a}$ sont respectivement le coefficient de poussée du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Leurs valeurs ont été déterminées par Broms et sont données par ***(le tableau II.4)***

Tableau II.4 : *valeurs de k et* $\boldsymbol{\varphi_a}$ *pour quelques pieux en fonction de* $\boldsymbol{\varphi}$ *[9].*

Type de pieu	$\boldsymbol{\varphi_a}$	***K (compacité faible)***	***K (compacité forte)***
Pieu acier	*20*	*0.5*	*1*
Pieu battu en béton rugueux	*0.75φ*	*1*	*2*
Pieu battu en béton lisse	*0.75φ*	*0.5*	*1*
Pieu foré	*0.75φ*	*0.5*	*0.5*
Pieu en bois conique	*0.67φ*	*1.5*	*4*

- ***Pour les sols cohérents ($\varphi \neq 0$ et $c \neq 0$) :*** le sol doit être assimilé, soit à un sol purement cohérent de manière à être ramené à l'un des deux cas précédents [9].

II.II.3. Calcul de la charge portante Q_l à partir de l'essai au pressiomètre :

II.II.3.1. Calcul par la méthode Pressiométrique :

II. II.3.1.1. Détermination de la charge de pointe :

Dans le cas des terrains homogènes « q_p » est obtenue à partir de la pression limite par la formule empirique suivante [11] :

$$q_p = q_0 + K_p(p_l - p_0) \qquad (II.14)$$

$$p_0 = K_0(q_0 - u) + u \qquad (II.15)$$

q_0 *:* Contrainte verticale totale au niveau de la pointe lorsque le pieu est en service.

p_l *:* Pression limite mesurée à ce même niveau.

p_0 **:** Contrainte horizontale totale mesurée à ce même niveau.

u *:* Pression interstitielle au niveau considéré.

K_0**:** Coefficient de poussée des terres au repos, $K_0 = 1 - \sin\varphi \approx 0.5$.

K_p **:** facteur de portance [11].

II. II.3.1.1.1. Détermination du facteur de portance K_p :

La valeur de K_p , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la nature du sol ***(Tableau II.5)*** et du mode de mise en œuvre (type de pieu), quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation ***(Tableau II.6)*** [11]**.**

Cette valeur n'est applicable qu'au-delà de la profondeur critique « D_C » en deçà on pourra appliquer une interpolation linéaire entre « ***0*** » et «D_C »

Tableau II.5 : *Classification des sols [11].*

Classe de sol		***Description***	***Pressiomètre PL (MPa)***
Argiles, Limons	*A*	*Argiles et limons mous*	*< 0,7*
	B	*Argiles et limons fermes*	*1,2 – 2,0*
	C	*Argiles très fermes à dures*	*>2,5*
Sables, Graves	*A*	*Lâches*	*<0.5*
	B	*Moyennement compacts*	*1,0 – 2,0*
	C	*Compacts*	*>2,5*
Craies	*A*	*Molles*	*<0.7*
	B	*Altérées*	*1,0 – 2,5*
	C	*Compactes*	*>3,0*
Marnes ; marno-calcaires	*A*	*Tendres*	*1,5 – 4,0*
	B	*Compacts*	*>4.5*

Tableau II.6 : *Valeurs du coefficient de portance* $\boldsymbol{K_p}$ *[11].*

Nature des terrains		***Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol***	***Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol***
Argiles, Limons	*A*	*1,1*	*1,4*
	B	*1,2*	*1,5*
	C	*1,3*	*1,6*
Sables, Graves	*A*	*1*	*4,2*
	B	*1,1*	*3,7*
	C	*1,2*	*3,2*
Craies	*A*	*1,1*	*1,6*
	B	*1,4*	*2,2*
	C	*1,8*	*2,6*
Marnes ; Marno -Calcaires		*1,8*	*2,6*

Dans le cas des terrains stratifiés (cas général), la pression limite « p_l » est remplacée par une pression limite équivalente « p_{le} » obtenue par une moyenne géométrique mesuré mesurée entre le niveau « ***-3R*** et ***+3R*** » [11].

$$R = \frac{B}{2}(Rayon\ du\ pieu) \qquad (II.16)$$

Si :

2R>1m

$$p_{le} = \sqrt[n]{p_{l(-3R)} \cdot p_{l(-2R)} \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdot p_{l(1.R)} \cdot p_{l(2.R)} \cdot p_{l(3.R)}} \qquad (II.17)$$

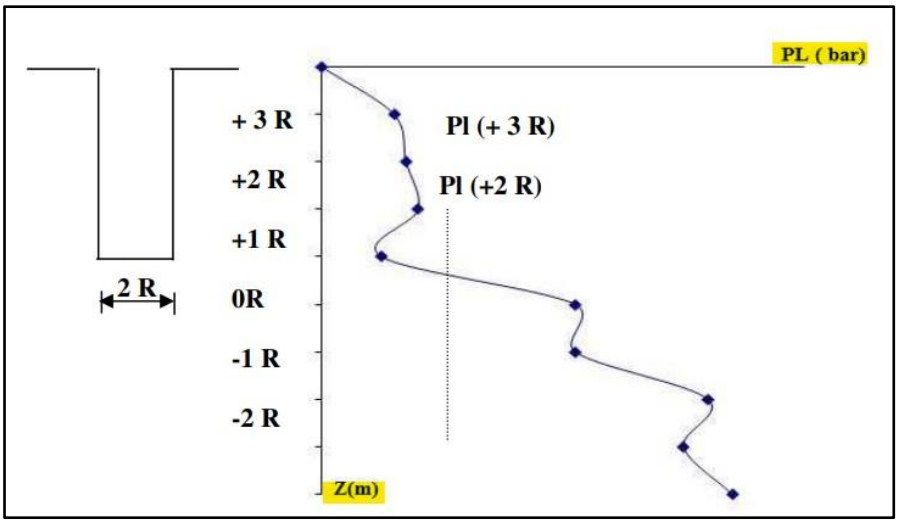


Figure II.3 : *Pression limite équivalente pour 2R >1m [11]*

2 R ≤1 m

$$p_{le} = \sqrt{p_{l1} \cdot p_{l2} \cdot p_{l3}} \qquad (II.18)$$

p_{l1} **:** Pression limite à 1 m au-dessus de la base du pieu.

p_{l2} **:** Pression limite à 1 m au niveau de la base du pieu.

p_{l3}**:** Pression limite à 1 m au-dessous de la base du pieu.

Profondeur d'encastrement h_e :

$$h_e = \sum \frac{h_i . p_i}{p_{le}} = \frac{1}{p_{le}} . \sum h_i . p_{li} \qquad (II.19)$$

II.II.3.1.2. Détermination du frottement latérale unitaire fu pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre Menard :

Les valeurs du frottement latéral unitaire « q_f » ont été établies, également, empiriquement à partir d'essais de chargement pieux, La banque de données qui a permis de fournir les valeurs de « q_f » est basée environ sur les résultats de 200 essais sur des chantiers de référence concernant l'ensemble des types de pieux utilisés en France dans la plupart des natures de sol.

La valeur du frottement latéral « q_f », à une profondeur « **z** », est donnée par la courbe du jeu d'abaques ci-dessous en fonction de la valeur de la pression limite nette «$p_l^*(z)$», La courbe à utiliser est fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré [11].

$$p_l^* = p_l - p_0 \qquad (II.20)$$

Tableau II.7 : *Détermination des abaques [10].*

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	Q_1,Q_2 (1)	Q_2,Q_3 (1)				Q_1	Q_3	Q_4,Q_5 (1)	Q_3	Q_4,Q_5 (1)
Foré boue	Q_1	Q_1,Q_2 (1)		Q_1	Q_2,Q_1 (2)	Q_3,Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4,Q_5 (1)	Q_3	Q_4,Q_5 (1)
Foré tube (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
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	
Injecté haute pression (6)		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,
(2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),
(3) Forage à sec, tube non louvoyé,
(4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux, Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas,
(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit,

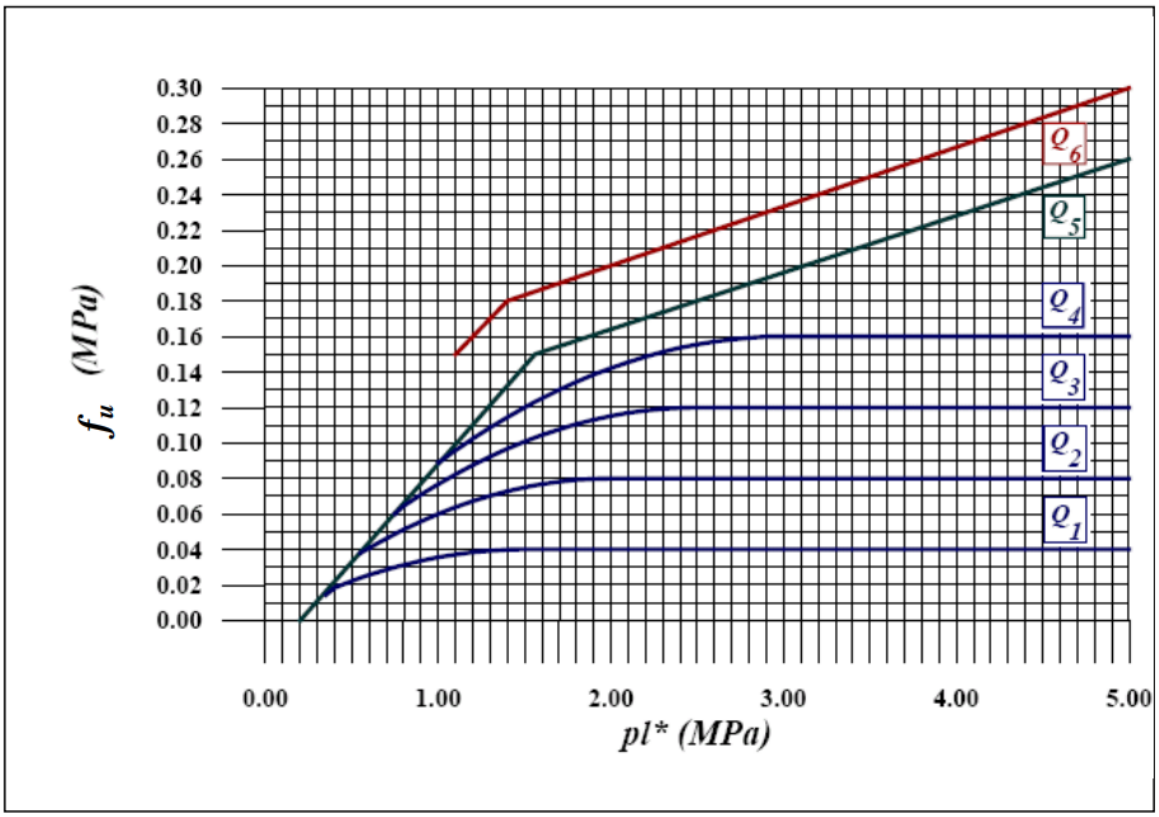


Figure II.4 : *Valeurs du frottement latéral unitaire [11].*

Le frottement négatif n'est pas pris en compte dans les calculs.

II.II.3.1.3. Calcul la charge nominale :

A. Charge de pointe admissible :

$$Qp_a = A_p\left[q_0 + \frac{q_p+q_0}{3}\right] \qquad (II.21)$$

F=3 coefficients de sécurité

B. Frottement latéral admissible :

$$Qf_a = \frac{p}{2}\sum f_{ui}.h_i \qquad (II.22)$$

A_p : section droite de la pointe.

p : périmètre du pieu.

f_u : frottement latérale unitaire limite de la couche « i » d'épaisseur «h_i», On définit [11] :

$$Q_N = Qp_a + Qf_a \qquad (II.23)$$

II.II.4. Calcul par la méthode du Pénétromètre statique :

II.II.4.1. Calcule du terme de pointe :

Les études expérimentales ont montré que le terme de pointe d'une fondation profonde ne correspond pas directement à la résistance de pointe du pénétromètre [11].

$$Q_{pr} \neq R_p$$

Car « R_p » n'est pas constante d'où il faudra prendre une moyenne et il faut tenir compte de la profondeur critique d'encastrement (pieu fortement encastré, ou faiblement encastré) car pour un sol homogène la résistance de pointe augmente avec la profondeur jusqu'à une hauteur critique puis reste constante.

II. II.4.1.1. Pieu fortement encastré (pieu) :

$$R_P = \frac{R_{P1}+R_{P2}}{2} \qquad (II.24)$$

R_P : résistance de pointe moyenne

Rp1 : moyenne de résistance de pointe du pénétromètre sur une hauteur de 8 fois le diamètre du pieu « 8φ » au-dessus de la pointe du pieu.

$$R_{P1} = \frac{R_1+R_2+\cdots+R_n}{n} \qquad (II.25)$$

Rp2 : moyenne pondérée de résistance de pointe sur une hauteur de 3,5 à 4 fois le diamètre du pieu en dessous de la pointe.

$$R_{P2} = \frac{R_1+R_2+\cdots+R_n+nR_{min}}{2n} \qquad (II.26)$$

A_p : section droite du pieu

À un niveau donné « **z** », la valeur du frottement négatif unitaire limite est donnée par :

$$f_n = \sigma'_h \tan\delta = \sigma'_v K \tan\delta \qquad (II.27)$$

Avec :

σ'_v Et σ'_h contraintes effectives à long terme horizontale et verticale, à l'interface sol pieu, K rapport, δ angle de frottement du contact sol pieu [11].

On en déduit le frottement négatif total dans le remblai et la couche de sol Compressible :

$$G_{ef} = P \int_{-H}^{h} K \tan\delta . \sigma'_v dz \qquad (II.28)$$

Avec :

P : périmètre du pieu (« $2\pi R$ » pour un pieu circulaire, « ***R*** » rayon du pieu),

H : hauteur du remblai,

h : hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

II.II.5. Hauteur d'action du frottement négatif :

La hauteur « ***h*** » ne représente pas forcément toute la couche de sol compressible. En effet, le frottement négatif n'apparaît que si le tassement du sol autour du pieu est supérieur au tassement propre du pieu. En pratique, on retiendra pour « ***H*** » l'une ou l'autre des deux valeurs suivantes, selon la qualité du sol [11].

II.II.5.1. Sol suffisamment compressible :

h1: profondeur où la contrainte devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu [11].

II.II.5.2. Sol très peu compressible :

Où, manifestement, la valeur calculée pour « ***h1*** » est excessive « ***h2*** » : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu, ***0,01B*** (où ***B = 2 R*** est le diamètre ou la largeur du pieu). Ce tassement peut être calculé par les méthodes œdométriques habituelles (calcul à effectuer sans tenir compte de la présence du pieu) [11].

Tableau II.8 : *Valeurs du terme* $K \tan \delta$ *pour l'évaluation du frottement négatif [11].*

Nature du Terrain		***Type de pieux***		
		Pieux forés tubés	***Pieux forés***	***Pieux battus***
Tourbes	***Sols organiques***	*0.1*	*0.15*	*0.20*
Argiles	***Mous***	*0.1*	*0.15*	*0.20*
Limons	***Fermes à durs***	*0.15*	*0.20*	*0.30*
Sables	***Très lâches***	*0.35*		
Graves	***Lâches***	*0.45*		
	Autres	*1.0*		

II.II.6. Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes :

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut se faire que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique c'est le pré dimensionnement. On peut schématiser les étapes d'un projet de fondations profondes de la façon suivante :

- Reconnaissance géotechnique et essais.

- Descente de charges des ouvrages.

- Choix entre fondations profondes et fondations superficielles.

- Type et profondeur des fondations.

-Calcul des charges limites.

- calcul des charges admissibles et, parfois, détermination des tassements.

- Dimensionnement des pieux (béton, armature, acier, etc.)

- Vérifications particulières : frottement négatif, risque de cisaillement des pieux, effet de groupe. On obtient une première approximation du nombre de pieux en divisant la charge verticale par la charge maximale que peut supporter le pieu, et cela à l'état limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables [12].

II. III. Tassement d'un pieu isolé :

Les méthodes couramment utilisées dans la pratique des pieux pour estimer le tassement, et de calcul d'un pieu isolé soumis à un effort horizontal et/ou un moment de flexion en tête peut se classer en quatre catégories :

1. Méthodes empiriques ;

2. Méthodes de l'élasticité linéaire ;

3. Méthodes du module de réaction ou théorie des courbes P-Y ;

4. Méthode des éléments finis [13] ;

II. III.1. Les méthodes empiriques :

Ces méthodes sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux. On note à ce titre la recommandation de Ve sic (1977), pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent [13] :

$$\boldsymbol{V_0 = \frac{B}{100} + \Delta L} \qquad \textit{(II.29)}$$

$\Delta \boldsymbol{L}$: le raccourcissement élastique du pieu

Meyehof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, pour tous les sols, comme suit [13] :

$$\boldsymbol{V_0 = \frac{B}{30 \times F_S}} \qquad \textit{(II.30)}$$

$\boldsymbol{F_S}$: étant pris en général égal à 3.

Suite à l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement par :

$\frac{\boldsymbol{V_0}}{\boldsymbol{B}} = 0.6\%$ **:** Pour les pieux forés

$\frac{\mathbf{V_0}}{\mathbf{B}} = 0.9\%$ **:** Pour un pieu battu, ceci pour une charge égale à $\boldsymbol{0.7Q_C}$

II. III.2. Les méthodes d'élasticité :

Dans cette méthode il existe plusieurs approches Parmi les approches les plus utilisées celles de Poulos (1968), Banrejee & Butterfield (1978) et Randolph (1978). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un massif élastique semi-infini [13]. Le tassement en tête du pieu est donné en général par [13] :

$$\boldsymbol{V_0 = \frac{Q.I_v}{E(D).B}} \qquad \textit{(II.31)}$$

E : le module d'élasticité du sol ;

D et B : la fiche et le diamètre du pieu ;

$\boldsymbol{I_v}$ **:** le facteur de tassement et dépend de la compressibilité relative $\boldsymbol{k = \frac{E_P}{E}}$ de l'élancement $\boldsymbol{\frac{D}{B}}$ et du coefficient de Poisson **ν ;**

$\boldsymbol{E_P}$: le module d'élasticité du pieu(MPa);

$\boldsymbol{E(D)}$: Module d'Young du sol à la base du pieu (MPa) ;

A la suite on va voir une formulation analytique du facteur de tassement, valable aussi bien pour un sol homogène (E constant avec la profondeur) que pour un sol de Gibson (variation linéaire du module E en fonction de la profondeur) présenté par Randolph et Wroth (1978) [13] :

$$\boldsymbol{I_v = 4.(+\nu).\frac{1+\frac{8}{\pi.\varepsilon.\lambda(1-\nu)}\frac{D}{B_1}\frac{tanh(\mu.D)}{\mu.D}}{\frac{4}{(1-\nu)\varepsilon}+\frac{4\pi.\beta}{\alpha}\frac{D}{B_1}\frac{tanh(\mu.D)}{\mu.D}}} \qquad \textit{(II.32)}$$

Où :

$$\boldsymbol{\varepsilon = \frac{E(D)}{E_b}} \qquad \textit{(II.33)}$$

$\boldsymbol{E_b}$ **:** le module du substratum pour une couche sur substratum ;

$\boldsymbol{\varepsilon = 1}$ **:** pour un massif semi-infini ;

$$\boldsymbol{\beta = \frac{E\left(\frac{D}{2}\right)}{E(D)}} \qquad \textit{(II.34)}$$

$$\boldsymbol{\alpha = ln\left[(0.25 + (2.5 \times \beta(1-\nu) - 0.25).\varepsilon).2\frac{D}{B}\right]} \qquad \textit{(II.35)}$$

$$\boldsymbol{\lambda = 2.(1+\nu)\frac{E_P}{E(D)}} \qquad \textit{(II.36)}$$

$$\boldsymbol{\mu.D = \frac{2\sqrt{2}\frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha.\lambda}}} \qquad \textit{(II.37)}$$

Les valeurs de I_v sont résumées pour les cas d'un sol homogène et celui de Gibson respectivement dans ***les tableaux II.9*** **et** ***II.10***.

En cas d'un sol multicouche ou non homogène, Poulos (1980) a recommandé de calculer un module équivalent E_{eq} égal à la moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs de E(Z) le long du pieu [13] :

$$E_{eq} = \frac{1}{D}\sum E_i.(Z_i - Z_{i-1}) \qquad (II.38)$$

E_i est le module d'Young du sol à la profondeur Z_i.

Tableau II.9 : *Valeurs de* I_v *dans un sol homogène* ν***=1/3*** *[13].*

$k = \frac{E_P}{E}$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0.2140	0.1910	0.1884	0.1882
	10	0.1733	0.1323	0.1280	0.1274
	20	0.1580	0.0900	0.0820	0.0810
	50	0.1660	0.0615	0.0435	0.0414

Tableau II.10 : *Valeurs de* I_v *dans un sol de Gibson* $E = a.Z$ ν***=1/3*** *[13].*

$k = \frac{E_P}{E}$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0.2944	0.2603	0.2567	0.2563
	10	0.2595	0.1960	0.1890	0.1882
	20	0.2504	0.1430	0.1290	0.1274
	50	0.2693	0.1053	0.0732	0.0692

Franck et CHRISTOLAS (1991) d'après plusieurs essais de chargement de pieux forés en France, montre que la corrélation entre le module d'élasticité et le module pressiométriques :

$E = 4.E_m < 60\ MPa$ A pour les pieux travaillant en pointe ;

$E = 5.E_m < 50\ MPa$ A pour les pieux flottants ;

E_m: Module pressiométrique.

II.III.3. Méthodes des courbes t-z, q-z ou théorie de transfert des charges :

En discrétisent l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts indépendants, reprenant les contraintes de frottement latéral $\boldsymbol{\tau}$ et les pressions verticales $\boldsymbol{q_p}$ à la base du pieu, la continuité du sol est ignorée ***(figure II.1).*** Le transfert des charges du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts. On suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu, à une profondeur donnée, sont proportionnelles au tassement correspondant telles que [13] :

$$\boldsymbol{\tau(Z) = B_0(Z).V(Z)} \qquad \textit{(II.39)}$$

$$\boldsymbol{q_p = R_0.V(D)/B} \qquad \textit{(II.40)}$$

V : Tassement a une profondeur donnée ;

$\boldsymbol{R_0}$ **:** Pente initiale de la courbe q_p - v/B.

L'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu se traduit par l'équation différentielle suivante :

$$\boldsymbol{\frac{d^2v}{dZ^2} - a^2.v = 0} \qquad \textit{(II.41)}$$

$$\boldsymbol{a = \sqrt{\frac{4B_0}{E_P.B}}} \qquad \textit{(II.42)}$$

$\boldsymbol{B_0}$: Pente initiale de courbe $\tau - v(MPa)$.

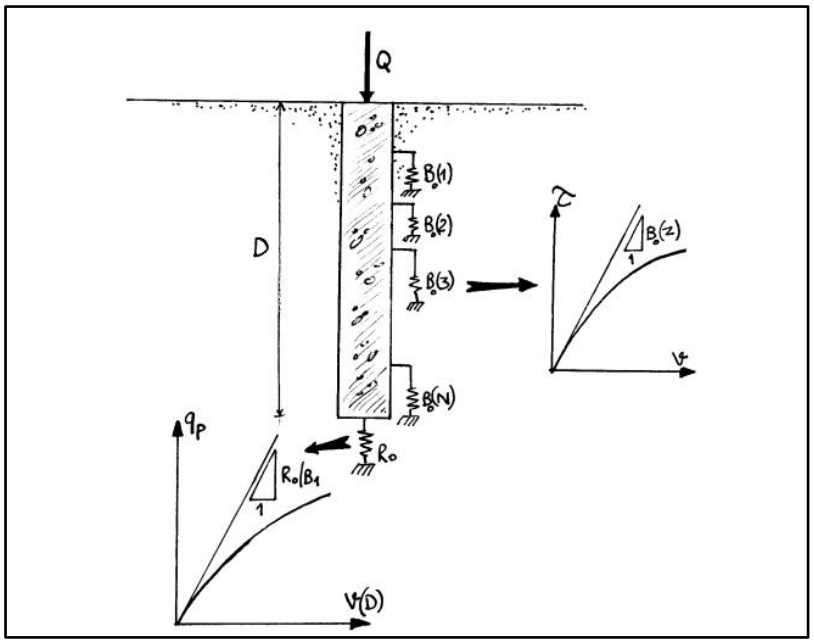


Figure II.5 : *Schéma de transfert de charges d'un pieu isolé [13].*

- ✓ Dans le cas d'un sol caractérisé par $\boldsymbol{B_0}$ constant avec la profondeur, cette équation s'intègre analytiquement et le tassement en tête du pieu est donné par [13] :

$$\boldsymbol{v_0 = \frac{4.Q}{\pi.B}.\frac{1+\frac{R_0\,tan\,h(a.D)}{a.B.E_p}}{R_0+a.B.E_p.tan\,h(a.D)}} \qquad \textbf{(II.43)}$$

- ✓ Dans le cas d'un pieu incompressible, la solution précédente devient, en imposant $\frac{E_P}{E} = \infty$:

$$\boldsymbol{v_0 = \frac{4.Q}{\pi.B}.\frac{1}{(R_0+4.D.B_0)}} \qquad \textbf{(II.44)}$$

- ✓ Dans le cas d'un sol monocouche ou multicouche non homogène, où le profile $\boldsymbol{B_0(Z)}$ est quelconque, le sol est décomposé en ensemble de tranche suffisamment minces telles qu'on supposer que $\boldsymbol{B_0(Z)}$ est pratiquement constant dans un segment donné du pieu [13].

Des recommandations de corrélation entre les paramètres $\boldsymbol{B_0}$ et $\boldsymbol{R_0}$ et le module d'élasticité du sol qui ont été avancé par certains auteur [13] :

- ➢ Cassan (1978) qui s'est basé sur le modèle d'une sphère infiniment rigide à la pointe du pieu pour aboutir à :

$$\boldsymbol{\frac{R_0}{E} = \frac{6}{(1+\nu)}} \qquad \textbf{(II.45)}$$

- ➢ CHRISTOLAS (1976), à la base du modèle d'un disque infiniment rigide pour la pointe du pieu :

$$\boldsymbol{\frac{R_0}{E} = \frac{32.(1-\nu)}{\pi.(1+\nu)(3-4.\nu)}} \qquad \textbf{(II.46)}$$

- ➢ Suite à une analyse théorique basée sur la solution de MINDLIN (1936) d'une force verticale enterrée dans milieu élastique infini, Cassan (1978) a abouti pour les pieux infiniment rigides à :

$$\boldsymbol{B_0 = \frac{E}{B.\left(1.53\times log_{10}\left(2\frac{D}{B}\right)+0.95\right)}} \qquad \textbf{(II.47)}$$

- ➢ CHRISTOULAS (1976) a suggéré l'expression enveloppe :

$$\boldsymbol{B_0 = 0.45 \times E} \qquad \textbf{(II.48)}$$

$\boldsymbol{B_0}$ *et* $\boldsymbol{E}$ *en* $\boldsymbol{KPa}$

- Frank et Zhao (1982) ont recommandé de construire les courbes de mobilisation du frottement latéral $(\tau - v)$ et celle de la pression en pointe $q_p - V(D)/B$ telles que schématisées à ***Figure II.6*** avec :

$$B_0 = 2.\frac{E_m}{B} \quad et \quad R_0 = 11.E_m \qquad pour\ les\ sol\ fins$$

$$B_0 = 0.8 \times \frac{E_m}{B} \quad et \quad R_0 = 4.8 \times E_m \qquad pour\ les\ sols\ granulaires$$

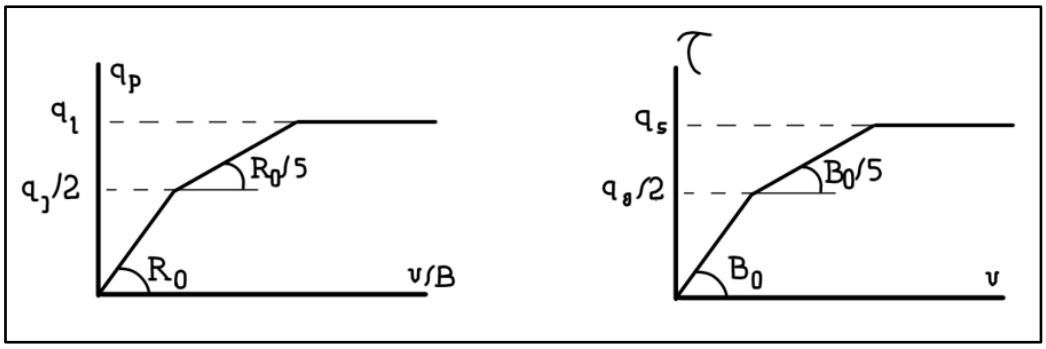


Figure II.6 : *Courbes de transfert de charges selon le CCTG-93.*

Les courbes étant non linéaire, il est nécessaire d'effectuer un calcul itératif d'équilibre du pieu pour un effort donné. Des programmes sur ordinateur sont fournir pour traiter la théorie de transfert des charges pour tenir compte de la non-linéarité du comportement de l'interaction sol/pieu ainsi l'homogénéité du sol [13].

II.III.4. Méthode des éléments finis :

L'interaction sol/pieu est modélisée par un maillage axisymétrique formé des éléments plans. Le problème peut être étudié à l'aide de tout programme général de calcul par éléments finis. Il s'agit d'un outil de recherche sur les pieux. Néanmoins, cette méthode de calcul peut être utilisée dans un projet de pieux en cas d'une étude poussée pour une meilleure prise en compte de certains aspects particuliers de l'interaction sol/pieu [13].

II. VI. Tassement d'un groupe de pieux :

La présence de deux pieux proches l'un de l'autre au sein d'une groupe modifier le comportement de chacun isolément. Un tel phénomène est appelé « effet du groupe ».

Le problème d'interaction d'un couple de pieux libres en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin (1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis (1980). Ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$V_0 = V_0^i(1+\alpha) \qquad (II.49)$$

V_0^i Est le tassement du pieu isolé sous le même effort, et α est un facteur d'interaction qui dépend de l'élancement D/B , de l'espacement relatif d/B entre les pieux, de la compressibilité relatif K, ainsi que de V. Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, le rapport de tassement R_s est défini par :

$$R_s = \frac{Tassement\ moyen\ du\ groupe}{Tassement\ du\ pieu\ isolé\ sous\ un\ effort\ moyen} \qquad (II.50)$$

Dans le cas particulier d'un groupe de pieux identiques regroupés par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls, R_s devient :

$$R_s = \frac{Tassement\ du\ pieu\ dans\ un\ groupe}{tassement\ du\ pieu\ isolé\ sous\ le\ meme\ effort} \qquad (II.51)$$

Les valeurs de R_s relatives à un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement d entre deux pieux adjacents [14].

Conclusion :

Le bon dimensionnement des fondations sur pieux est une étape essentielle, car il nous permet de déterminer soigneusement la capacité portante de notre fondation d'une manière exacte et juste afin d'avoir une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage (charges axiales, déplacements horizontaux...etc.).

Chapitre III :

Présentation du site du minaret de la grande mosquée d'Alger.

III.I. Introduction :

L'État algérien, représenté par l'ANARGEMA (Agence Nationale de Réalisation et de Gestion de la Mosquée d'Alger), a chargé le Groupement d'Entreprises Allemand KSP/KuK (Consultant Architects and Engineers), lauréat d'un concours international, de concevoir la Grande Mosquée d'Alger [15]. Le complexe architectural est situé sur l'axe central du célèbre Golfe d'Alger, face à la mer Méditerranée, à mi-chemin entre la vieille ville et l'aéroport, et est actuellement en cours de construction par la China State Construction Engineering Corporation.

La mosquée elle-même couvre une surface de 600 mètres sur 150 mètres [16]. Des bâtiments supplémentaires sont prévus pour un centre culturel, une bibliothèque, une université religieuse et un immense parking souterrain. Le complexe du bâtiment est considéré comme le futur repère architectural de la ville.

La salle de prière a un plan carré avec un côté de 150 mètres, pouvant accueillir 36 000 fidèles, et possède un dôme central atteignant une hauteur de 70 mètres ***(Figure III.1)***. Pour atténuer le risque sismique élevé de la région, sa structure est isolée à la base au moyen d'une combinaison d'isolateurs sismiques mécaniques et d'amortisseurs hydrauliques.

Le minaret est un parallélépipède très élancé, d'une hauteur totale de 265 mètres au-dessus du sol, avec un plan carré ayant un côté de 26,5 mètres ***(Figure III.1)***. En raison de cet élancement, de la particularité du système de raidissement et de la forte sismicité de la région, la conception structurelle du minaret a rencontré plusieurs défis techniques.

L'article présente la philosophie de conception et quelques caractéristiques principales de la structure.



Figure III.1 : *Vue générale de la mosquée [20].*

III.II. localisation de la mosquée :

Djamaâ el Djazaïr est situé à 10 kilomètres à l'est d'Alger et à un kilomètre de la mer Méditerranée. Localisée dans la commune de Mohammadia. Le lieu-dit est encore appelé "La vigerie" [17].

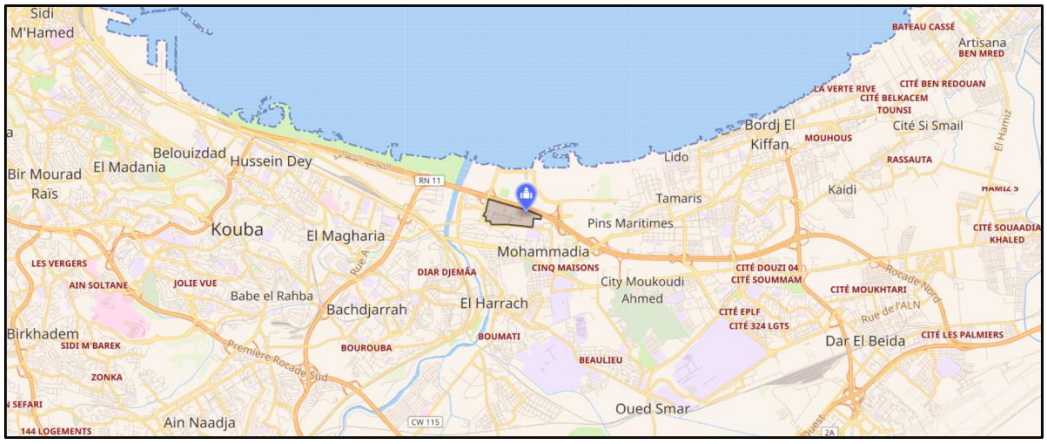


Figure III.2 : *localisation de la mosquée [17].*

III.III. Description du minaret :

Le minaret est le plus haut minaret du monde, avec 265 mètres de hauteur, sur 37 étages. Celui-ci se divise en divers secteurs fonctionnels qui sont desservis par deux ascenseurs panoramiques jusqu'à la pointe de la tour.

Une aire d'entrée spacieuse, avec un grand foyer, est prévue dans la zone pied du minaret. Un musée, un centre de recherche pour l'art et histoire islamique, quatre « sky-lobbies », une plateforme panoramique se trouvent dans les étages du minaret [17].



Figure III.3 : *minaret [19].*

III.IV. La sismicité :

Le nord de l'Algérie est une région sismique très forte. En raison de l'importance nationale majeure du projet, la conception antisismique du minaret a été basée sur une étude de micro-zonage réalisée par le Centre Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). Il recommandait le spectre sismique de conception donné dans la Figure 2. Ce spectre correspond à une accélération maximale du sol de 6.5 m/s² et à une période de retour de 1000 ans.

La période fondamentale de vibration du minaret est d'environ 3.7 secondes et correspond à une translation. La première période de vibration en torsion est de 1.1 secondes [18].

III.V. Géologie régionale :

Le contexte géologique de la région d'Alger est très complexe, du fait qu'il existe un passage brusque des terrains métamorphiques anciens d'âge primaire vers des terrains sédimentaires d'âge tertiaire [18]. Notre site est constitué de forme géologique suivantes :

III.V.1. Le socle cristallophyllien :

Il est représenté par les roches métamorphiques du massif d'Alger, qui affleurent depuis Baïnem jusqu'à l'Agha, ainsi que trois pointements isolés par le Néogène, à l'Ouest, au niveau de Ain- Benian et de Sidi Fredj et à l'Est près de Tamentfoust.

Rapporté au Primaire par certains auteurs, il ne présente aucun élément qui permet de situer la sédimentation de ces faciès à cette ère. Cependant, l'âge du métamorphisme est très controversé. Il est antécambrien pour les uns, hercynien voir même alpin pour d'autres.

Les terrains anciens sont très tectonisés, constitués de roches cristallophylliennes qui sont essentiellement formés de gneiss, de schistes, de micaschistes et de marbres [18].

III.V.2. Le Secondaire :

Les terrains secondaires sont absents dans tout l'Algérois.

III.V.3. Le Tertiaire :

D'après plusieurs études, il a été observé une lacune stratigraphique qui est de l'Eocène et l'Oligocène. Le Tertiaire est alors représenté par les formations post-nappe du Mio-Pliocène, qui recouvrent, en discordance, les faciès métamorphiques [18].

III. V.3.1. Le Miocène :

Discordant sur le socle métamorphique, il est représenté par des grès littoraux, reposant sur un banc de conglomérat de base, d'une épaisseur allant de 0,5 à 6 m. Ce dernier est constitué d'éléments détritiques, provenant de l'érosion du massif d'Alger [18].

III.V.3.2. Le Pliocène :

Il est représenté par deux étages, à savoir : le Plaisancien et l'Astien.

a. Le Plaisancien :

Au début du Pliocène, la mer occupait toute la région. Ce fossé de sédimentation reçoit alors tous les dépôts argileux, qui auraient constitué, plus tard, la formation que l'on appelle les marnes bleues, d'épaisseur moyenne de 200 m. Cette formation repose, en discordance, sur les grès et les marnes du Miocène.

Dans la plaine d'El Hamma, le Plaisancien est recouvert par des dépôts récents. Celui-ci forme le substratum du bassin subsident de la Mitidja.

En surface, les marnes présentent des altérations observées sur les affleurements des hauteurs d'Alger, tandis qu'en profondeur les marnes sont compactes et présentent parfois des cassures conchoïdales [18].

b. L'Astien :

La transition du Plaisancien vers l'Astien est marquée par le dépôt d'un niveau glauconieux vert. Ce niveau glauconieux est de nature argilo-sableuse de 0,1 à 5 m d'épaisseur, renfermant de nombreux grains de glocaunie verdâtre et de macro-fossiles telles que les Terebratula, Ampula [18].

L'Astien, faciès mollassique ; d'épaisseur 100 à 150 m, est caractérisé par la succession lithologique suivante :

- Faciès marno-sableux ;
- Faciès calacaréo-gréseux ;
- Faciès gréseux et sableux.

III.V.4. Le Quaternaire :

Dans la région d'Alger, le Quaternaire est représenté par des terrains gréseux formés de sables, d'alluvions, d'éboulis, de limons et des argiles vaseuses du Villafranchien.

Son épaisseur peut atteindre 30m. On distingue essentiellement le Pléistocène inférieur et le Pléistocène supérieur [18].

III.V.4.1. Le Pléistocène inférieur (Calabrien - Villafranchien) :

Il est constitué de dépôts continentaux détritiques, représentés par des sables rouges de villafranchien, constituant les terrasses, qui peuvent atteindre jusqu'à 5 m d'épaisseur. On rencontre aussi la formation de marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja, qui affleure dans le piémont sud du Sahel.

Au niveau de la Mitidja, il résulte de l'érosion de l'Atlas tellien et de l'accumulation de produits générés au cours de cette érosion

V.4.2. Le Pléistocène supérieur :

Il est réparti sur le littoral Algérois, dans le Sahel sous forme de terrasses étagées.

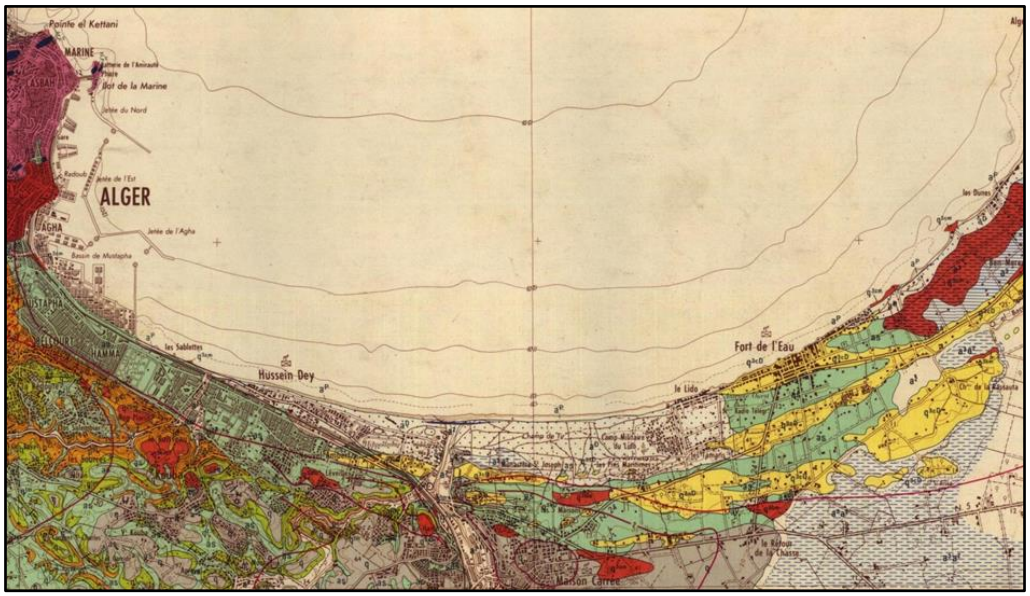


Figure III.4 : *la carte géologique D'Alger (A. Aymé, 1964 – 1 / 50 000) [18].*

III.VI- Programme de l'investigation au niveau du Minaret :

Le programme de reconnaissance établi par le Bureau d'études est le suivant :

- Quatre (04) sondages carottés, dont :
  - Un (01) sondage carotté de 90ml noté SC91.

- Trois (03) sondages carottés de 70ml, notés SC71, SC72 et SC73.

➢ Essais SPT.

➢ Quatre (04) sondages pressiométriques de 70ml, notés SP71, SP72, SP73 et SP74.

➢ Deux (02) essais au pénétromètre dynamique notés PDL1et DPL2.

➢ Essais en laboratoire.

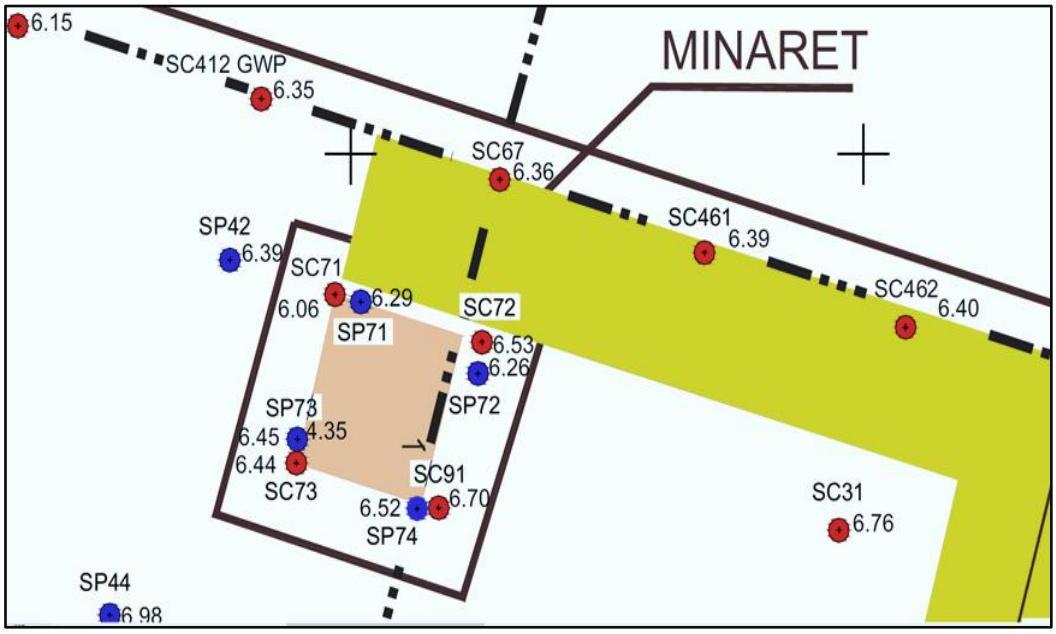


Figure III.5 : *plan d'implantation minaret* [18].

III.VII. Résultats de l'investigation :

III.VII. I. Résultats Les essai in situ :

III.VII. I.I. Résultats des sondages carottés :

Quatre sondages carottés ont été réalisés dans cette zone. Les résultats montrent la succession lithologique suivante :

- Un recouvrement superficiel constitué essentiellement de limons, sable avec quelques passages consolidés et remblai hétérogène par endroits
- Une couche d'argile et/ou marne localisée au niveau des sondages SC71 et SC72
- Une alternance d'alluvions fines formées essentiellement de sable et limons avec un peu graviers enrobés dans une matrice argileuse, avec des alluvions grossières dont, en plus des sable, limons, graviers, on note la présence de cailloux, galets et un peu de blocs.

- Une formation marneuse, souvent sableuse, grisâtre, interceptée à partir de 38.00m de profondeur. On tient à noter quelques passages sableux au niveau de la formation marneuse [18].

III.VII. I. II. Levés piézométriques :

Les résultats de la campagne piézométrique montrent la présence d'eau à partir de moins (-2.00m) par rapport au NGA, par conséquent, il est demandé au bureau d'étude de prendre en compte de la possibilité des venues d'eau lors des terrassements et des risques de remontées des eaux en période hivernale [18].

III.VII.I.III. Résultats des essais SPT (NF P 94-116) :

Les valeurs brutes obtenues N1, N2 et N3 de l'essai SPT réalisé et dont, seules les valeurs N2 et N3 seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera :

N = N2 + N3

$$N = N2 + N3$$

Le nombre N est appelé ***résistance à la pénétration***.

Les résultats des essais SPT réalisé au niveau du minaret sont consignés sur le graphe donné ci-dessous :

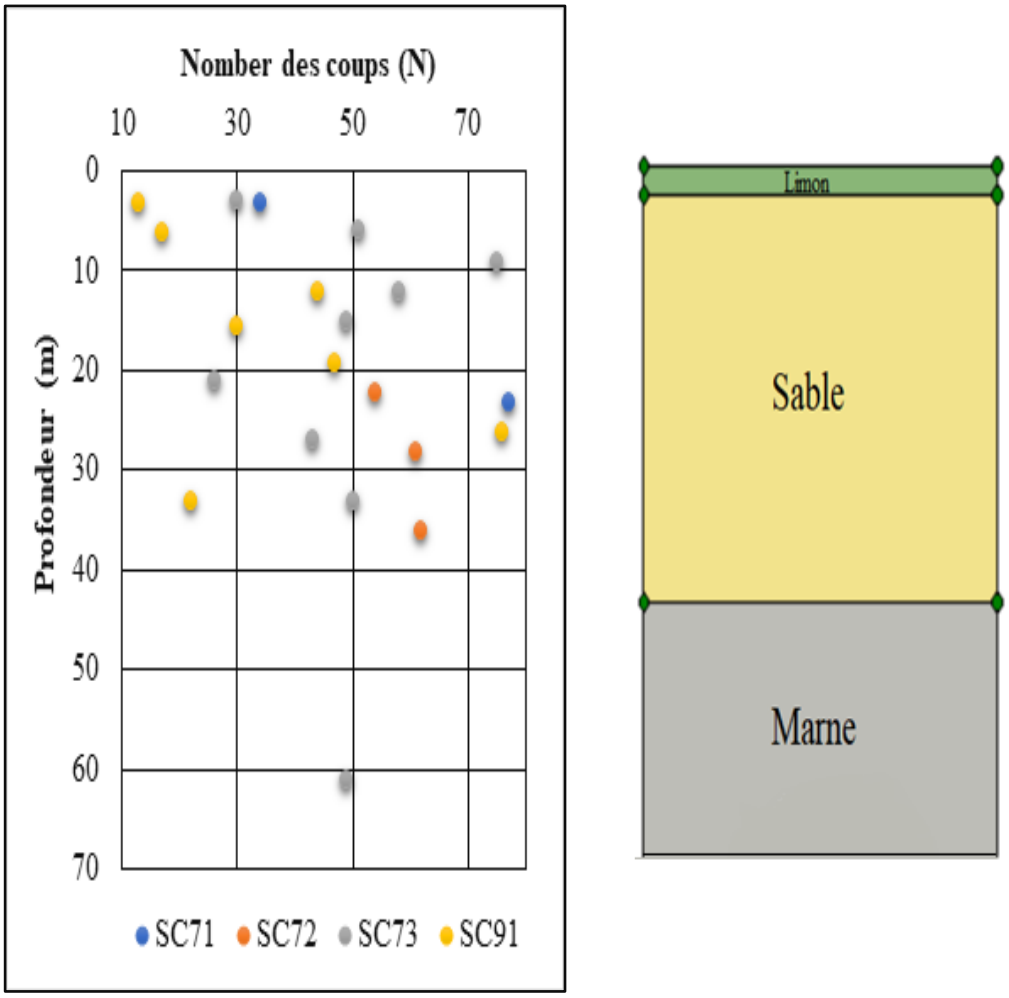


Figure III.6 : *Représentation de la résistance à la pénétration.*

III.VII. I. IV. Résultats des Sondages pressiométriques (NF P 94-110) :

Les quatre sondages pressiométriques réalisés au niveau du minaret nous a permis d'identifier les caractéristiques mécaniques des différentes formations traversées [18]. Les résultats de ces essais sont consignés sur le graphe donné ci-dessous :

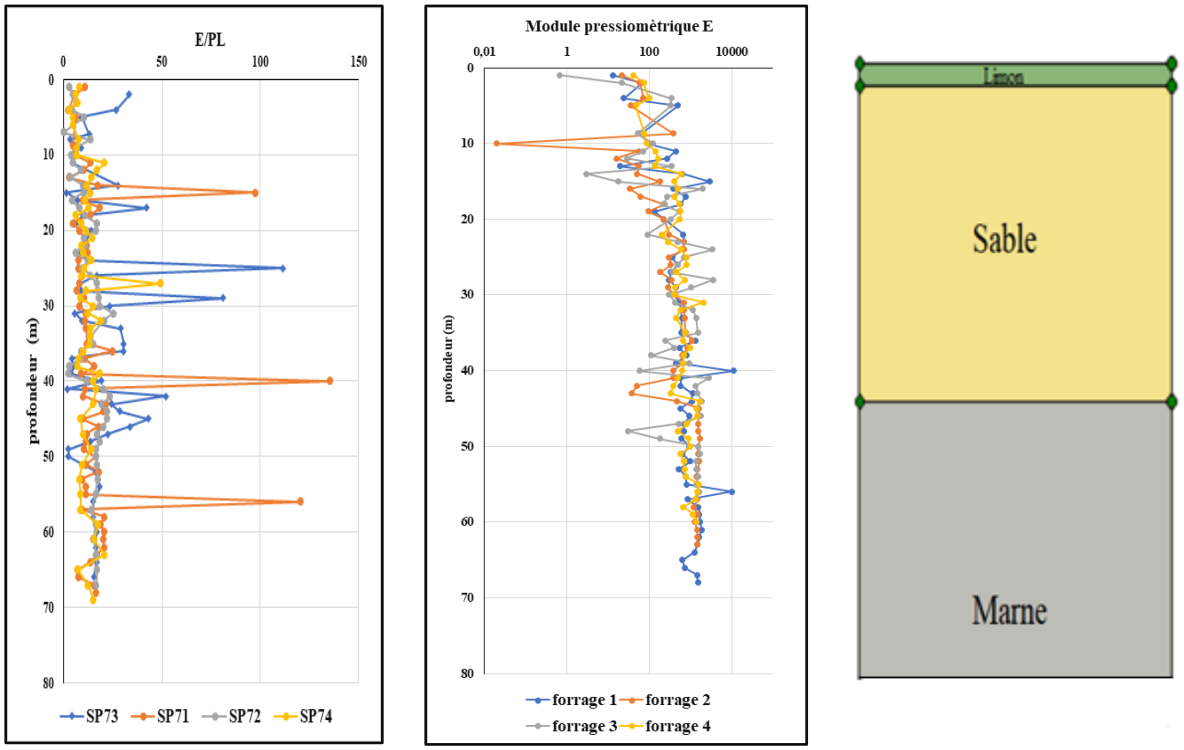


Figure III.7 : *caractéristiques pressiométriques.*

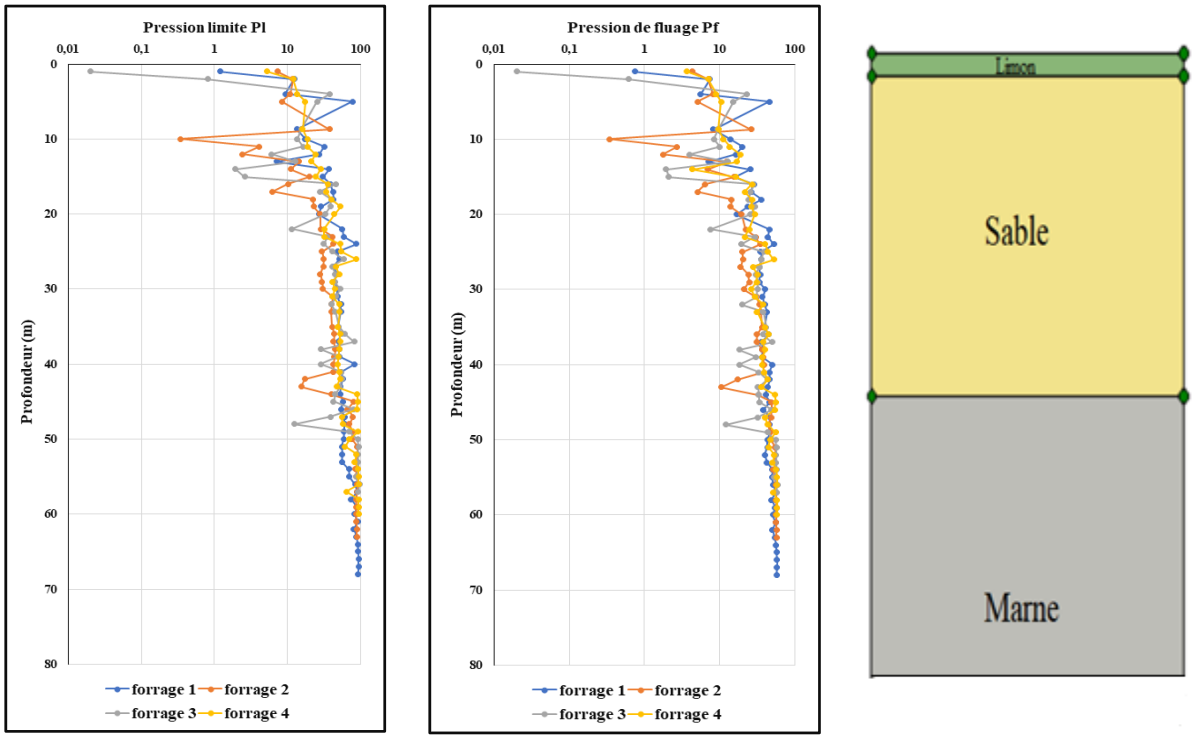


Figure III.8 : *caractéristiques pressiométriques.*

III.VII. I.V. Résultats des essais au pénétromètre dynamique (NF P 94-114) :

Les résultats des deux (02) essais au pénétromètre dynamique exécutés au niveau du minaret indiquent un sol présentant des résistances de pointe élevées jusqu'à atteindre le refus entre 4.20 et 4.40m de profondeur.

Le refus est enregistré probablement au niveau des éléments grossiers de la formation sablo graveleuse [18].

III.VII. II. Résultats des essais de laboratoire :

Les essais réalisés au laboratoire sur les échantillons paraffinés ont porté essentiellement sur :

- Essais physiques identifications.
- Essais mécaniques.

Les résultats obtenus sont donnés sur les graphes ci-après :

III.VII. II. I. Essais physiques identifications :

A -La teneur en eau :

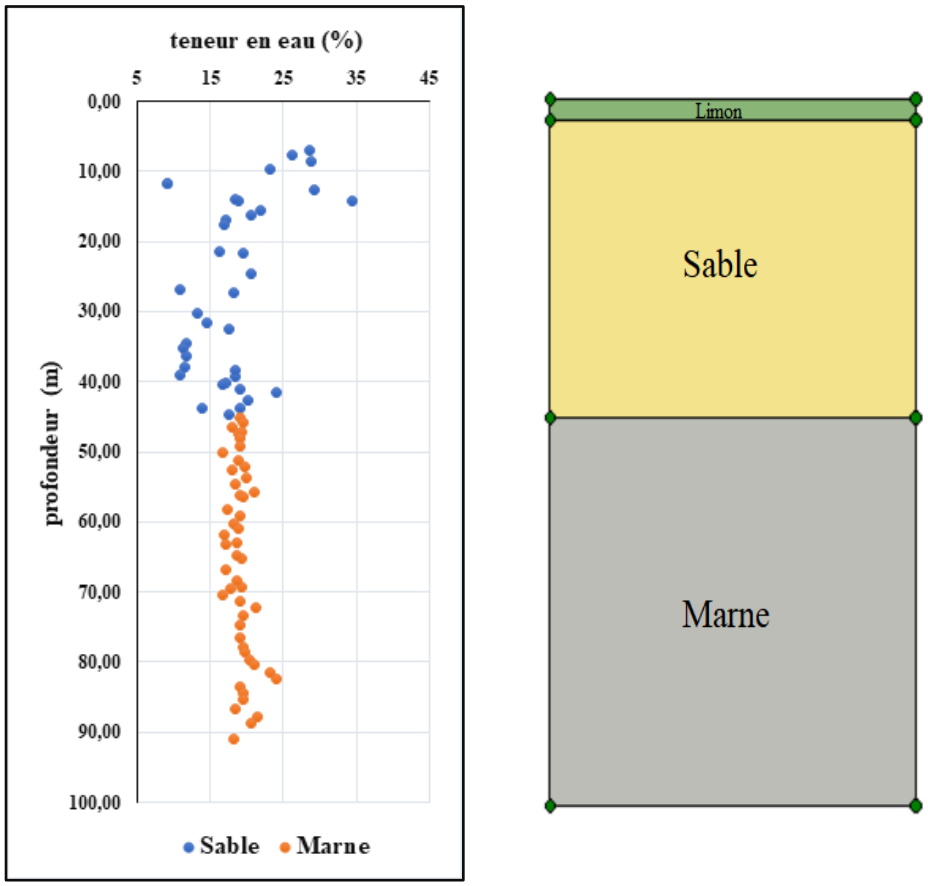


Figure III.9 : *Teneur en eau en fonction de la profondeur.*

B- La masse volumique :

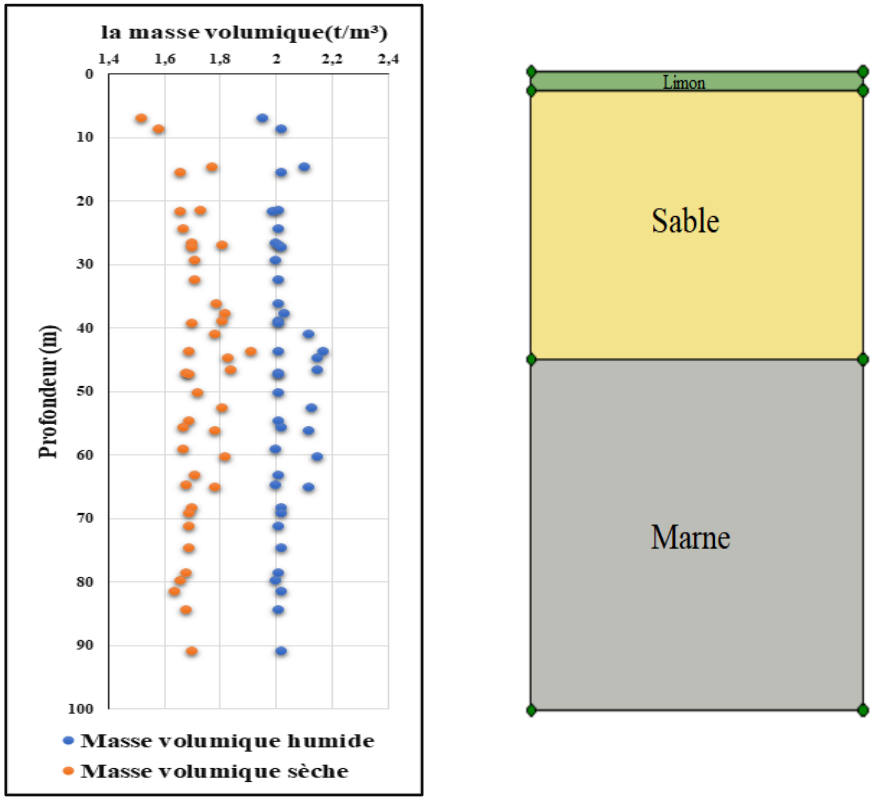


Figure III.10 : *La masse volumique sèche et humide en fonction de la profondeur.*

C-Limites d'Atterberg :

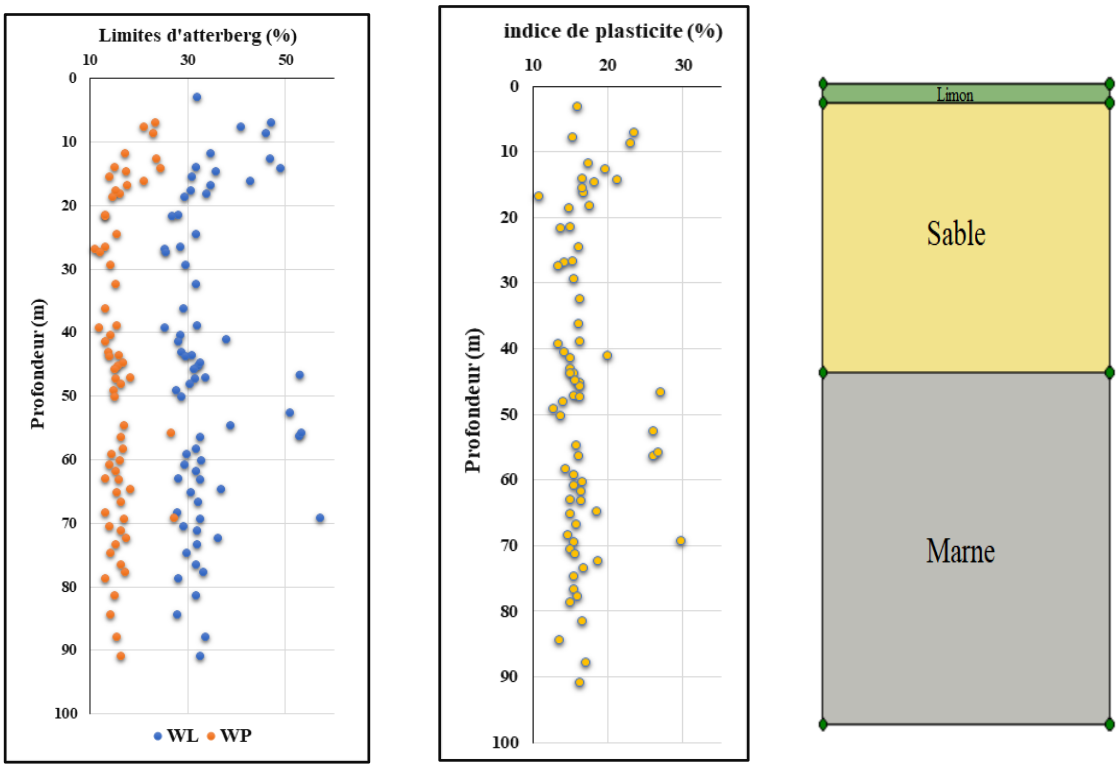


Figure III.11 : *Limites d'Atterberg en fonction de la profondeur.*

III.VII. II. II. Résultats des essais mécaniques :

A-Cisaillement direct :

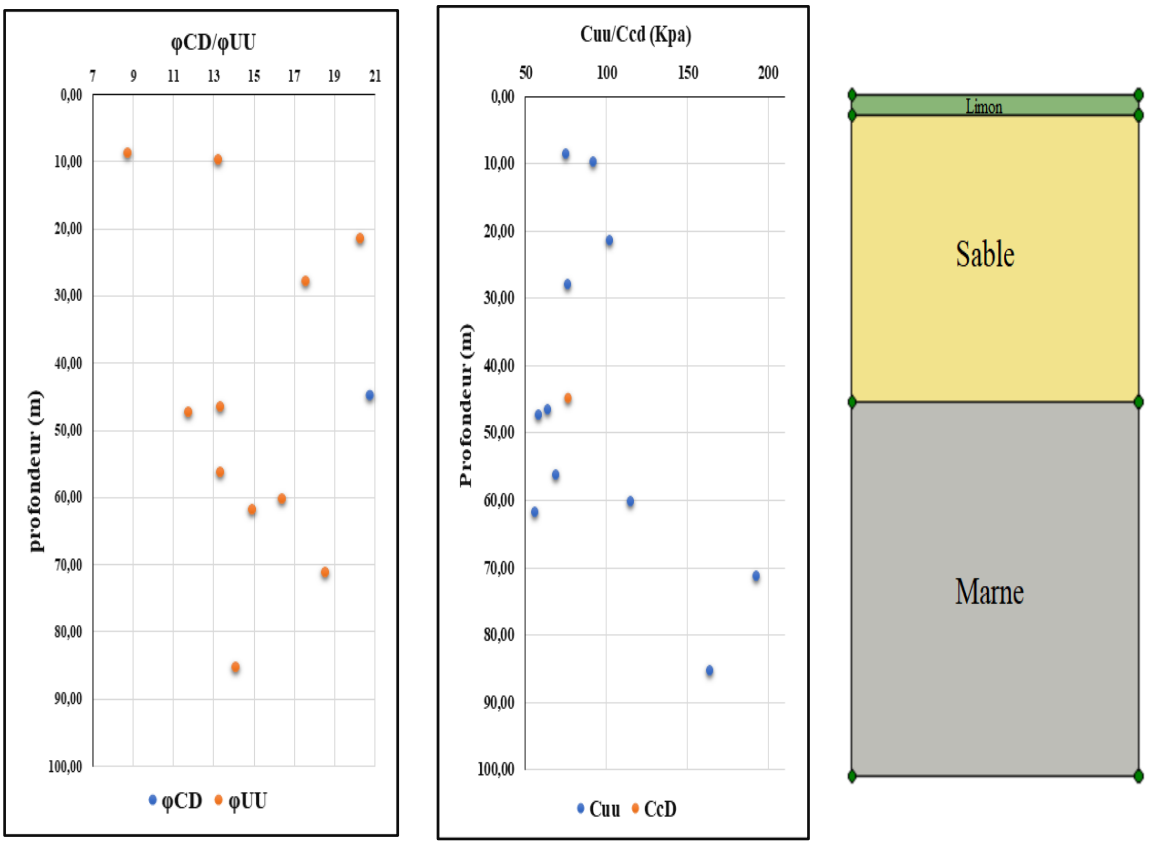


Figure III.12 : *propriétés mécaniques de sol.*

B- Essais de compressibilité à l'odomètre :

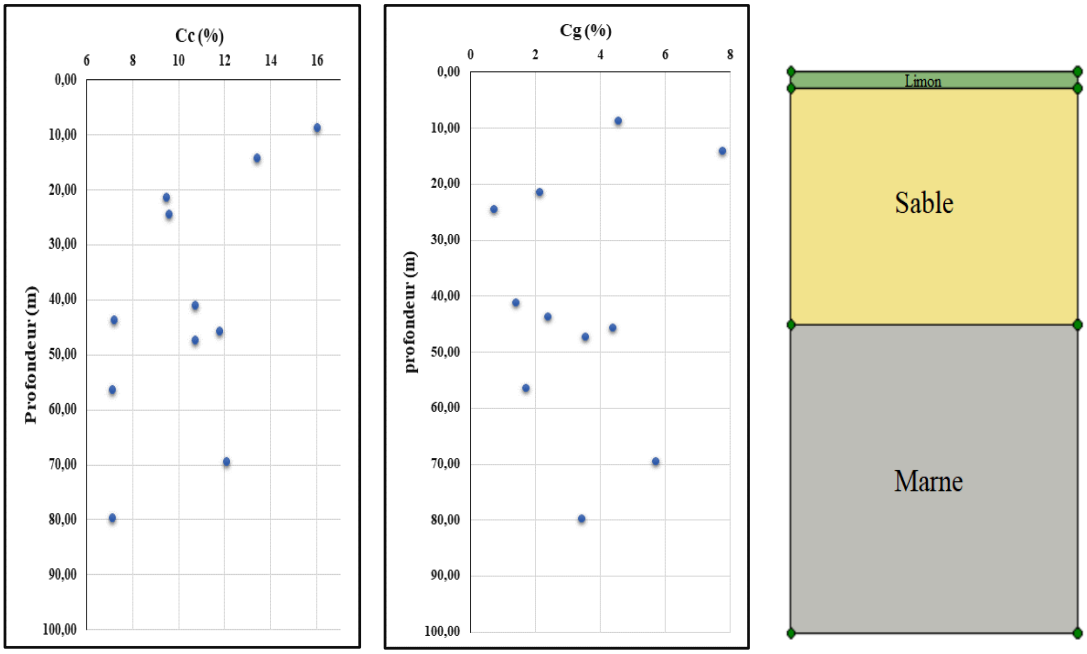


Figure III.13 : *propriétés mécaniques de sol.*

C- Résistance à la compression :

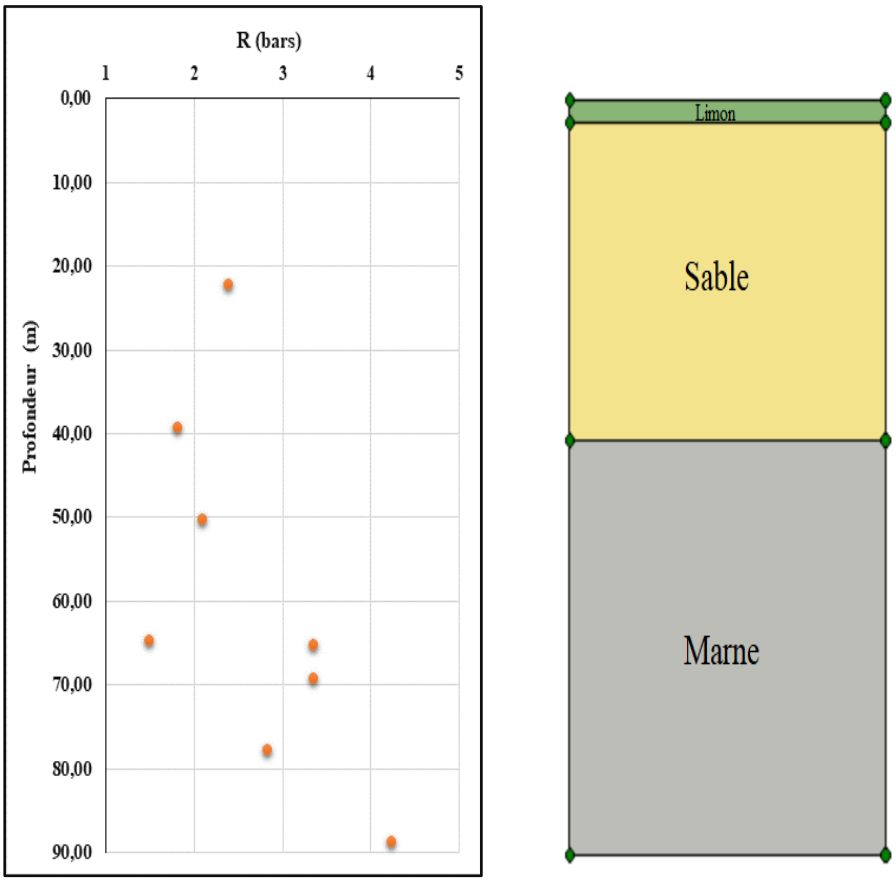


Figure III.14 : *Résistance à la compression en fonction de la profondeur.*

Avec :

Rc : Résistance à la compression simple.

C_C : Coefficient de compressibilité

Cg : Coefficient de gonflement.

φ : Angle de frottement interne en degré.

C : Cohésion (Kpa).

Tableau III.1: *les paramètres physiques et mécanique.*

	γ_h			γ_d			$\omega(\%)$		
	Max	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*
	21.70	*19.50*	*20.34*	*19.10*	*15.20*	*17.25*	*34.54*	*9.10*	*18.34*
	$S_r(\%)$			$C_u\ (uu)$			$\varphi_u\ (uu)$		
Sable	*Max*	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*
	100	*59.45*	*84.17*	*102*	*75*	*86.25*	*20.28*	*8.73*	*14.94*
	$C'(CD)$			$\varphi'(CD)$			R_c		
	0			*35*			*Max*	*Min*	*Moy*
							2.39	*1.81*	*2.1*
	γ_h			γ_d			$\omega(\%)$		
	Max	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*
	21.50	*20*	*20.40*	*18.40*	*16.40*	*17.12*	*24.17*	*16.62*	*19.20*
	$S_r(\%)$			$C_u\ (uu)$			$\varphi_u\ (uu)$		
Marne	*Max*	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*	*Max*	*Min*	*Moy*
	100	*78.62*	*88.92*	*193*	*56*	*102.71*	*18.56*	*11.78*	*14.64*
	$C'(CD)$			$\varphi'(CD)$			R_c		
	60			*23.5*			*Max*	*Min*	*Moy*
							4.24	*1.49*	*2.89*

III.VII.III. Résultats des analyses chimiques sommaires :

A - Echantillons de sol :

Plusieurs échantillons de sol prélevés des sondages réalisés au niveau minaret ont été soumis aux analyses chimiques. Les résultats de cette analyse sont donnés ci-après :

Tableau III.2: *Les résultats des analyses chimiques.*

Sondage N°	***Profondeur (m)***	***Carbonates***	***Anhydride Carbonique***	***Chlorures***	***Sulfates***
SC91	*6.00-6.25*	*41.88*	*18.43*	*0.58*	*Traces*
SC91	*43.50-44.00*	*27.35*	*12.03*	*0.47*	*Traces*
SC72	*69.80-70.00*	*23.08*	*10.15*	*0.53*	*Traces*
SC73	*6.00-8.00*	*29.91*	*13.16*	*0.58*	*Traces*
SC71	*16.50-17.00*	*1.71*	*0.75*	*0.29*	*Traces*

Suivant la norme NF P18-011, les résultats montrent que les sols analysés ne sont pas agressifs [18].

B - Echantillons d'eau :

D'après les résultats de l'analyse chimique d'eau réalisée sur les sondages avoisinants, on note une faible concentration en sulfates et en chlorure et sa valeur en PH est proche de la neutralité. Donc cette eau peut être classée comme eau non agressive à faiblement agressive selon la norme NFP 18-011.

Toutes fois, le risque de contamination de la nappe par une éventuelle infiltration de l'eau de mer est à prendre en compte [18].

Conclusion :

Les résultats des investigations géotechniques menées sur le site du Minaret de la grande mosquée d'Alger ont permis de caractériser les propriétés physiques et mécaniques des sols. Les analyses ont révélé une variabilité lithologique significative, avec des sols allant des limons sableux aux formations marneuses et sablo-graveleuses. Les essais in situ et en laboratoire ont mis en évidence des résistances mécaniques variées, influencées par la profondeur et la composition des sols. Les paramètres obtenus servent de base pour modéliser et comprendre le comportement des fondations du minaret sous sollicitations axiales, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.

Chapitre VI :

Analyse numérique et théorique des pieux et barrettes au niveau du minaret de la grande mosquée d'Alger.

IV.*I. Introduction :*

Les progrès technologiques conduisent l'ingénieur à mener des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des exigences de sécurité de plus en plus rigoureuses.

Afin de mener à bien ces projets et compte tenu de la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur utilise des techniques qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

En raison des avancées dans le domaine informatique et des connaissances mathématiques, la méthode des éléments finis ainsi que la théorie de l'analyse limite sont devenues les méthodes les plus performantes en raison de leur large utilisation.

On retrouve ces techniques dans divers domaines tels que le génie civil, la construction navale, la mécanique, la technique offshore, et bien d'autres encore.

IV.*II. Calcul Analytique :*

IV.*II.I. Calcul de la capacité portant :*

IV.*II.I.1.à partir des essais de laboratoire (méthode de Terzagi) :*

Nous utilisons la méthode de ***Terzagi*** pour calculer la capacité portante (voire chapitre II) dans notre calcul on a des différentes dimensions de pieux etbarrettes :

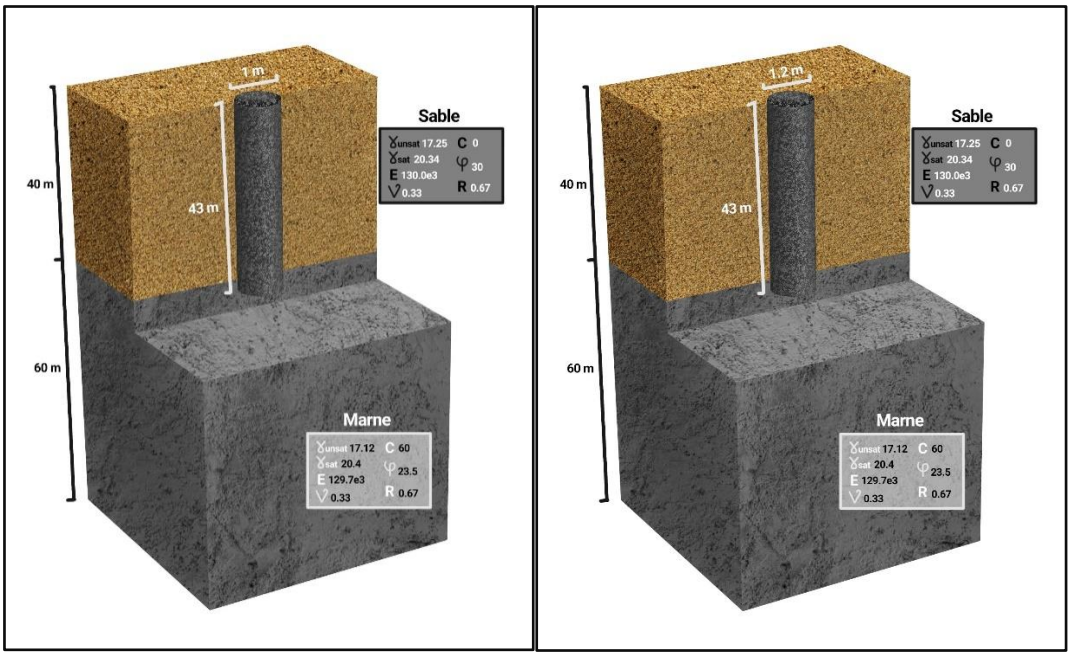


Figure IV.1 : *vue générale de pieu dans le sol.*

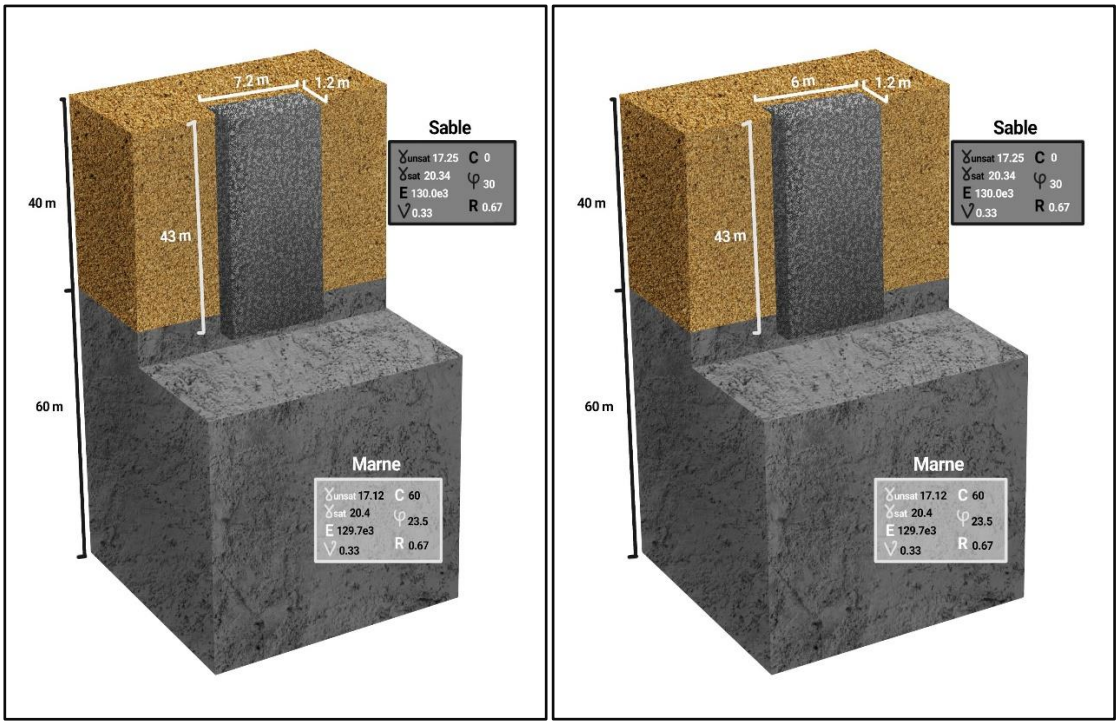


Figure IV.2 : *vue générale de barrette dans le sol.*

1^{er} *cas* : *La dimension de pieu : b =1.20 m :*

A- La résistance à la pointe :

On sait que : $\boldsymbol{q_p = a \times N_{q_{max}} + \lambda \times c \times N_{c_{max}}}$

Donc : a=0.5

On le calcul Les coefficients $\boldsymbol{N_{q_{max}}}$ et $\boldsymbol{N_{C_{max}}}$ à partir les formules Caquot et Kérisel (voire chapitre II):

$\boldsymbol{N_q^{max} = 10^{3.04\, tan\, \varphi}}$ et : $\boldsymbol{N_c^{max} = \frac{N_q^{max}-1}{tan\, \varphi}}$

On a : $\varphi = 20.5°$ donc :$N_q^{max} = 10^{3.04\, tan(20.5)} N_q^{max} = 13.69$

$$N_c^{max} = \frac{13.69 - 1}{tan(20.5)} N_c^{max} = 33.94$$

Le coefficient de forme$\lambda = 1.30$(pieu foré).

Donc : $q_p = 1.3 \times 0.6 \times 33.94 + 0.5 \times 13.69$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 33.318\, bars}$

Et :$\boldsymbol{Q_p = A \times q_p} Q_P = 333.18 \times \pi \times (0{,}6)^2$

Alors la contrainte de point est ***:*** $\boldsymbol{Q_P = 376.81t}$

B-frottement latéral :

On sait que : $\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$\boldsymbol{Q_f}$ **:**contrainte due au frottement.

- ✓ 1^{er} $couche$:On a un sol cohérent (marne) :

$$\boldsymbol{q_{f_i} = C_U \times \beta}$$

La valeur du coefficient$\boldsymbol{\beta}$est donnée dans ***le tableau II.2***(voire chapitre II):$\boldsymbol{\beta} = 0.7$

$C_U = 60$Donc :$q_{f_1} = 0.7 \times 60 \boldsymbol{q_{f_1} = 42\ KN/m^2}$

On sait que : $\boldsymbol{D_c = \frac{B}{4}\left(N_q^{max}\right)^{\frac{2}{3}}}$

On a : B=1.20m$D_c = \frac{1.20}{4}(13.69)^{\frac{2}{3}} D_c = 1.76m$

On a : $h = 3 - 1.76$ Donc : $h = 1.25m$

$$Q_{f_1} = 1.25 \times 42 \boldsymbol{Q_{f_1} = 52.5\ KN}$$

- ✓ 2^{eme} $couche$:On a un sol pulvérulent (sable)

$$\boldsymbol{q_f = K\,\sigma'_V\,tan\,\varphi \quad = \quad \sigma_h\,tan\,\varphi_a}$$

On a : $\varphi = 30°$On sait que : $\boldsymbol{\varphi_a = \frac{3}{4}\varphi}$

Donc *:* $\varphi_a = 22.5°$

Le coefficient de poussée du sol sur le pieu déterminé par Broms sa valeur donnée par***(le tableau II.4)***(voire chapitre II) ***:*** $K = 0.5$

$$q_{f_2} = 0.5[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 8)]\,tan(22.5)$$

$\boldsymbol{q_{f_2} = 67.68kpa}$ *h=35m*

- ***Calcul le périmètre :***

$$P = 2 \times \pi \times 0.6 P = 3.76m$$

On sait que :$\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$$Q_{f_2} = 2 \times \pi \times 0.6 \times 67.68 \times 35 \boldsymbol{Q_{f_2} = 8930.16\ KN}$$

$$\boldsymbol{Q_f = Q_{f_1} + Q_{f_2}} Q_f = 52.5 + 8930.16$$

Alors contrainte due au frottement est :$\boldsymbol{Q_f = 8982.66\ KN = 898.266t}$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2}} Q_{adm} = \frac{376.81}{3} + \frac{898.266}{2}$$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 5747.36KN \ = \ 574.736\ tonnes}$$

$\boldsymbol{2^{eme}\ cas}$: ***Le dimension pieu :*** ***b =1 m :***

A- La résistance à la pointe :

On sait que : $\boldsymbol{q_p = a \times N_{q_{max}} + \lambda \times c \times N_{c_{max}}}$

Donc : a=0.5

On le calcul les coefficients $\boldsymbol{N_{q_{max}}}$ et $\boldsymbol{N_{C_{max}}}$a partir les formules Caquot et Kérisel (voire chapitre II):

$\boldsymbol{N_q^{max} = 10^{3.04\ tan\ \varphi}}$Et : $\boldsymbol{N_c^{max} = \frac{N_q^{max} - 1}{tan\ \varphi}}$

On a : $\varphi = 20.5°$ donc : $N_q^{max} = 10^{3.04\ tan(20.5)} N_q^{max} = 13.69$

$$N_c^{max} = \frac{13.69 - 1}{tan(20.5)} N_c^{max} = 33.94$$

Le coefficient de forme $\lambda = 1.30$(pieu foré).

Donc : $q_p = 1.3 \times 0.6 \times 33.94 + 0.5 \times 13.69$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 33.318\ bars}$

Et :$\boldsymbol{Q_p = A \times q_p} Q_P = 333.18 \times \pi \times (0{,}5)^2$

Alors la contrainte de point est $\boldsymbol{: Q_P = 261.678\ t}$

B-frottement latéral :

On sait que : $\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$\boldsymbol{Q_f}$ **:** contrainte due au frottement.

- ✓ $1^{er}\ couche$: On a un sol cohérent (marne) :

$$\boldsymbol{q_{f_i} = C_U \times \beta}$$

La valeur du coefficient$\boldsymbol{\beta}$est donnée dans ***le tableau II.2*** (voire chapitre II):$\boldsymbol{\beta} = 0.7$

$C_U = 60$Donc :$q_{f_1} = 0.7 \times 60 \boldsymbol{q_{f_1} = 42\ KN/m^2}$

On sait que : $\boldsymbol{D_c = \frac{B}{4}\left(N_q^{max}\right)^{\frac{2}{3}}}$

On a : B= 1 m $D_c = \frac{1}{4}(13.69)^{\frac{2}{3}} D_c = 1.43\ m$

On a : $h = 3 - 1.43$ Donc : $h = 1.57m$

$$Q_{f_1} = 1.57 \times 42 \boldsymbol{Q_{f_1} = 65.94\ KN}$$

- ✓ $2^{eme}\ couche$:On a un sol pulvérulent (sable)

$$\boldsymbol{q_f = K\ \sigma'_V\ tan\ \varphi \quad = \quad \sigma_h\ tan\ \varphi_a}$$

On a : $\varphi = 30°$On sait que : $\boldsymbol{\varphi_a = \frac{3}{4}\varphi}$

Donc *:* $\varphi_a = 22.5°$

Le coefficient de poussée du sol sur le pieu déterminé par Broms sa valeur donnée par***(le tableau II.4)***(voirechapitre II) ***:*** $K = 0.5$

$$q_{f_2} = 0.5[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 8)]\ tan(22.5)$$

$\boldsymbol{q_{f_2} = 67.68kpa}$ *h=35m*

- ***Calcul le périmètre :***

$$P = 2 \times \pi \times 0.6 P = 3.76m$$

On sait que :$\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$$Q_{f_2} = 2 \times \pi \times 0.5 \times 67.68 \times 35 \boldsymbol{Q_{f_2} = 7441.80\ KN}$$

$$\boldsymbol{Q_f = Q_{f_1} + Q_{f_2}} Q_f = 65.94 + 7441.80$$

Alors contrainte due au frottement est **:$\boldsymbol{Q_f = 7507.74\ KN = 750.774t}$**

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2}} Q_{adm} = \frac{261.678}{3} + \boldsymbol{\lambda}\ = 1 + 0.3\frac{B}{L}\frac{750.774}{2}$$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 4626.13KN\ =\ 462.613\ tonnes}$$

3^{eme} cas : Les dimensions de barrette sont : L= 7.20m b=1.20m

A- La résistance à la pointe :

On sait que : $\boldsymbol{q_p = a \times N_{q_{max}} + \lambda \times c \times N_{c_{max}}}$

Donc : a=0.5

On le calcul les coefficients $\boldsymbol{N_{q_{max}}}$ et $\boldsymbol{N_{C_{max}}}$a partir les formules Caquot et Kérisel (voire chapitre II):

$\boldsymbol{N_q^{max} = 10^{3.04\,tan\,\varphi}}$Et *:* $\boldsymbol{N_c^{max} = \frac{N_q^{max}-1}{tan\,\varphi}}$

On a : $\varphi = 20.5°$ donc : $N_q^{max} = 10^{3.04\,tan(20.5)} N_q^{max} = 13.69$

$$N_c^{max} = \frac{13.69 - 1}{tan(20.5)} N_c^{max} = 33.94$$

Le coefficient de forme $\boldsymbol{\lambda}$ =$1 + 0.3\frac{B}{L}$pour les barrettesdonc : $\boldsymbol{\lambda}$ =$1 + 0.3\frac{1.20}{7.20}$

Alors : $\boldsymbol{\lambda}$ =1.05

Donc : $q_p = 1.05 \times 0.6 \times 33.94 + 0.5 \times 13.69$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 28.227\ bars}$

Et :$\boldsymbol{Q_p = A \times q_p} Q_P = 282.27 \times 7.20 \times 1.20$

Alors la contrainte de point est $\boldsymbol{:Q_P = 2438.812\ t}$

B-frottement latéral :

On sait que : $\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$\boldsymbol{Q_f}$ **:**contrainte due au frottement.

On a un sol pulvérulent (sable)

$$\boldsymbol{q_f = K\,\sigma'_V\,tan\,\varphi \quad = \quad \sigma_h\,tan\,\varphi_a}$$

On a : $\varphi = 30°$On sait que : $\boldsymbol{\varphi_a = \frac{3}{4}\varphi}$

Donc *:* $\varphi_a = 22.5°$

Le coefficient de poussée du sol sur le pieu déterminé par Broms sa valeur donnée par***(le tableau II.4)***(voire chapitre II) ***:*** $K = 0.5$

$$q_f = 0.5[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 8)]\,tan(22.5)$$

$\boldsymbol{q_f = 67.68kpa}$ *h=35m*

- ***Calcul le périmètre :***

$$P = (7.20 + 1.20) \times 2P = 16.8\,m$$

On sait que :$\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$$Q_f = 16.8 \times 67.68 \times 35$$

Alors contrainte due au frottement est $\boldsymbol{:Q_f = 39795.84\ KN = 3979.584\ tonnes}$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2}} Q_{adm} = \frac{2438.812}{3} + \frac{3979.584}{2}$$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 28027.2KN \ = 2802.72 \ \ tonnes}$$

4^{eme} cas : Les dimensions de barrette sont : L= 6 m b=1.20m

A- La résistance à la pointe :

On sait que : $\boldsymbol{q_p = a \times N_{q_{max}} + \lambda \times c \times N_{c_{max}}}$

Donc : a=0.5

On le calcul Les coefficients $\boldsymbol{N_{q_{max}}}$ et $\boldsymbol{N_{C_{max}}}$a partir les formules Caquot et Kérisel (voire chapitre II) :

$\boldsymbol{N_q^{max} = 10^{3.04\, tan\, \varphi}}$et : $\boldsymbol{N_c^{max} = \frac{N_q^{max}-1}{tan\, \varphi}}$

On a : $\varphi = 20.5°$ donc : $N_q^{max} = 10^{3.04\, tan(20.5)} N_q^{max} = 13.69$

$$N_c^{max} = \frac{13.69 - 1}{tan(20.5)} N_c^{max} = 33.94$$

Le coefficient de forme $\boldsymbol{\lambda}$ =$1 + 0.3\frac{B}{L}$pour les barrettesdonc : $\boldsymbol{\lambda}$ =$1 + 0.3\frac{1.20}{6}$

Alors : $\boldsymbol{\lambda}$ =1.06

Donc : $q_p = 1.06 \times 0.6 \times 33.94 + 0.5 \times 13.69$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 28.430\ bars}$

Et :$\boldsymbol{Q_p = A \times q_p} Q_P = 284.30 \times 6 \times 1.20$

Alors la contrainte de point est ***:$\boldsymbol{Q_P = 2046.96\ t}$***

B-frottement latéral :

On sait que : $\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$\boldsymbol{Q_f}$ **:**contrainte due au frottement.

On a un sol pulvérulent (sable)

$$\boldsymbol{q_f = K\, \sigma_V'\, tan\, \varphi \quad = \quad \sigma_h\, tan\, \varphi_a}$$

On a : $\varphi = 30°$On sait que : $\boldsymbol{\varphi_a = \frac{3}{4}\varphi}$

Donc *:* $\varphi_a = 22.5°$

Le coefficient de poussée du sol sur le pieu déterminé par Broms sa valeur donnée par***(le tableau II.4)***(voire chapitre II) ***:*** $K = 0.5$

$$q_f = 0.5[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 8)]\, tan(22.5)$$

$\boldsymbol{q_f = 67.68kpa}$ *h=35m*

- ***Calcul le périmètre :***

$$P = (6 + 1.20) \times 2P = 14.4\ m$$

On sait que :$\boldsymbol{Q_f = P \sum q_{f_i} \times h_i}$

$$Q_f = 14.4 \times 67.68 \times 35$$

Alors contrainte due au frottement est **:**$\boldsymbol{Q_f = 34110.72\ KN = 3411.072\ tonnes}$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2}} Q_{adm} = \frac{2046.96}{3} + \frac{3411.072}{2}$$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 23878.56KN\ = 2387.856\ \ tonnes}$$

IV.*II.I.2.À partir des essais de pénétration standard (SPT) :*

On utilise les résultats de l'essai de pénétration standard pour calculer la capacité axiale d'un deux différentes dimensions de barattes et pieu par la méthode de Meyerhof.

$1^{er}cas$: *La dimension de pieu : b =1.20 m :*

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{1}{F_S}[(m \times N \times A_P) + (n \times \bar{N} \times D \times A_S)]}$$

On a un pieu foré donc : m=0.12 MPa

Indice de pénétration standard à la pointe : N=64.5

Surface à la pointe du pieu en m^2 : $A_P = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(1.20)^2}{4} = 1.130m$

n=1(pieu foré)

Indice de pénétration standard moyen le long du fut du pieu :$\bar{N} = 51.25$

D=43m

Surface latéral du pieu : $A_S = \frac{1.130}{35} A_S = 0.032 \ {}^{m^2}/_{m}$

$$Q_{adm} = \frac{1}{4}[(0.12 \times 64.5 \times 1.130 \times 10^3) + (1 \times 51.25 \times 43 \times 0.032)]$$

La charge axiale admissible est :

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 2204.18KN = 220.418\ tonnes}$$

2^{eme} cas : Le dimension pieu : b =1 m :

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{1}{F_S}[(m \times N \times A_P) + (n \times \overline{N} \times D \times A_S)]}$$

On a un pieu foré donc : m=0.12 MPa

Indice de pénétration standard à la pointe : N=64.5

Surface à la pointe du pieu en m^2 : $A_P = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(1)^2}{4} = 0.785\ m^2$

n=1 (pieu foré)

Indice de pénétration standard moyen le long du fut du pieu : $\overline{N} = 51.25$

D=43m

Surface latéral du pieu : $A_S = \frac{0.785}{35} A_S = 0.022 \ {}^{m^2}/_{m}$

$$Q_{adm} = \frac{1}{4}[(0.12 \times 64.5 \times 0.785 \times 10^3) + (1 \times 51.25 \times 43 \times 0.022)]$$

La charge axiale admissible est :

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 1531.095KN = 153.1095\ tonnes}$$

3^{eme} cas : Les dimensions de barrette sont : L= 7 m b=1.20m

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{1}{F_S}[(m \times N \times A_P) + (n \times \bar{N} \times D \times A_S)]}$$

On a un pieu foré donc : m=0.12 MPa

Indice de pénétration standard à la pointe : N=64.5

Surface à la pointe du pieu en m^2 : $A_P = 7.20 \times 1.20 = 8.64\ m^2$

n=1 (pieu foré)

Indice de pénétration standard moyen le long du fut du pieu : $\bar{N} = 51.25$

D=43m

Surface latéral du pieu : $A_S = \frac{7.20 \times 1.20}{35} A_S = 0.246\ {}^{m^2}/_{m}$

$$Q_{adm} = \frac{1}{4}[(0.12 \times 64.5 \times 8.64 \times 10^3) + (1 \times 51.25 \times 43 \times 0.246)]$$

La charge axiale admissible est :

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 16853.93KN = 1685.393\ tonnes}$$

4^{eme} cas : ***Les dimensions de barrette sont :*** ***L= 6 m*** ***b=1.20m***

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{1}{F_S}[(m \times N \times A_P) + (n \times \bar{N} \times D \times A_S)]}$$

On a un pieu foré donc : m=0.12 MPa

Indice de pénétration standard à la pointe : N=64.5

Surface à la pointe du pieu en m^2 : $A_P = 6 \times 1.20 = 7.2\ m^2$

n=1 (pieu foré)

Indice de pénétration standard moyen le long du fut du pieu : $\bar{N} = 51.25$

D=43m

Surface latéral du pieu : $A_S = \frac{6 \times 1.20}{35} A_S = 0.205\ {}^{m^2}/_{m}$

$$Q_{adm} = \frac{1}{4}[(0.12 \times 64.5 \times 7.2 \times 10^3) + (1 \times 51.25 \times 43 \times 0.205)]$$

La charge axiale admissible est :

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 14044.942KN = 1404.4942\ tonnes}$$

IV.*II.I.3.À partir des essais pressiométriques (PMT) :*

Actuellement la méthode pressiométrique donne de bons résultats quel que soit le type de sol et type de pieux.

$1^{er}cas$: *La dimension de pieu : b=1.20m*

A-Effort limite en pointe :

On a : $\varphi = 20.5^{\circ}$ donc : $K_0 = 1 - \sin\varphi\ K_0 = 0.6$

$$\boldsymbol{P_0 = K_0 - \gamma D}$$

$$P_0 = 0.6[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 28) + (10.40 \times 3)]$$

$$\boldsymbol{P_0 = 338.88kpa}$$

$\boldsymbol{K_P}$ est le facteur de portance pressiométrique donne au ***Tableau II.6 (***voire chapitre II),en fonction de la catégorie du sol obtenue du ***Tableau II.5 (***voire chapitre II) et du mode d'installation du pieu dans le sol.

Notre type du sol (argile) est on a un pieu foré sans refoulement du sol

Alors :$\boldsymbol{K_P = 1.3}$

La pression limite à chaque sondage comme suite :

Sondage 1 : $p_l^* = 5394.14$ kpa

Sondage 2 : $p_l^* = 5876.12\ kpa$

Sondage 3 : $p_l^* = 4028.45\ kpa$

Sondage 4 : $p_l^* = 7540.45\ kpa$

La moyenne : $p_l^* = 5709.79\ kpa$

On calcul la pression limite équivalente nette :

$$pl_e^* = \sqrt[3]{5709.79 \times 5709.79 \times 5709.79}$$

$$\boldsymbol{pl_e^* = 5709.79\ kpa}$$

On sait que : $\boldsymbol{q_p = k_p \times pl_e^*}$ Donc : $q_p = 1.3 \times 5709.79$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 7422.727\ kpa}$

On a: $\boldsymbol{Q_P = A \times q_p}$ avec : $A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(1)^2}{4} = 1.130 m^2$

Donc : $\boldsymbol{Q_P} = 7422.727 \times 1.130$

Alors : $\boldsymbol{Q_P = 8387.681\ kN}$

B- charge limite en frottement latéral :

La détermination de la contrainte de frottement latéral limite $\boldsymbol{q_s}$, est donnée par les courbes de frottements latéraux $\boldsymbol{Q_1}$ à $\boldsymbol{Q_7}$ et le choix de la courbe est lie à la nature lithologique de chaque couche traversée

Par le pieu ainsi que le type de pieu voire chapitre II (***Figure II.4 et Tableau II.7***)

On a :sable, pieu foré boue et $\boldsymbol{pl^* = 3538.27\ kpa}$

Donc : courbe $\mathbf{Q_1}$ alors: $\boldsymbol{q_s = 0.04\ mpa}$

On sait que : $\boldsymbol{Q_f = p \times q_s \times h_i}$ On a : $p = 2 \times \pi \times r$

$$\boldsymbol{p = 2 \times \pi \times 0.6} \qquad \boldsymbol{p = 3.769\ m} \qquad \boldsymbol{h_i = 35m}$$

$$Q_f = 3.769 \times 0.04 \times 10^3 \times 35 \qquad \boldsymbol{Q_f = 5276.6\ KN}$$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2}} \; Q_{adm} = \frac{8387.681}{3} + \frac{5276.6}{2}$$

$\boldsymbol{Q_{adm} = 5434.193\ KN}$ =$\boldsymbol{543.4193\ tonnes}$

$\boldsymbol{2^{eme}\, cas}$: ***La dimension de pieu : b=1m***

A-Effort limite en pointe :

On a : $\varphi = 20.5^{\circ}$ donc : $K_0 = 1 - \sin\varphi\ K_0 = 0.6$

$$\boldsymbol{P_0 = K_0 - \gamma D}$$

$$P_0 = 0.6[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 28) + (10.40 \times 3)]$$

$$\boldsymbol{P_0 = 338.88 kpa}$$

$\boldsymbol{K_P}$ est le facteur de portance pressiométrique donne au ***Tableau II.6 (***voire chapitre II),en fonction de la catégorie du sol obtenue du ***Tableau II.5 (***voire chapitre II) et du mode d'installation du pieu dans le sol.

Notre type du sol (argile) est on a un pieu foré sans refoulement du sol

Alors :$\boldsymbol{K_P = 1.3}$

La pression limite à chaque sondage comme suite :

Sondage 1 : $p_l^* = 5394.14$ kpa

Sondage 2 : $p_l^* = 5876.12\ kpa$

Sondage 3 : $p_l^* = 4028.45\ kpa$

Sondage 4 : $p_l^* = 7540.45\ kpa$

La moyenne : $p_l^* = 5709.79\ kpa$

On calcul la pression limite équivalente nette :

$$pl_e^* = \sqrt[3]{5709.79 \times 5709.79 \times 5709.79}$$

$$\boldsymbol{pl_e^* = 5709.79\ kpa}$$

On sait que : $\boldsymbol{q_p = k_p \times pl_e^*}$Donc : $q_p = 1.3 \times 5709.79$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 7422.727\ kpa}$

On a:$\boldsymbol{Q_P = A \times q_p}$ avec : $A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(1)^2}{4} = 0.785m^2$

Donc : $\boldsymbol{Q_P} = 7422.727 \times 0.785$

Alors : $\boldsymbol{Q_P = 5826.840\ kN}$

B- charge limite en frottement latéral :

La détermination de la contrainte de frottement latéral limite$\boldsymbol{q_s}$, est donnée par les courbes de frottements latéraux $\boldsymbol{Q_1}$à$\boldsymbol{Q_7}$et le choix de la courbe est lie à la nature lithologique de chaque couche traversée

Par le pieu ainsi que le type de pieu voire chapitre II (***Figure II.4 et Tableau II.7***)

On a :sable, pieu foré boue et$\boldsymbol{pl^* = 3538.27\ kpa}$

Donc : courbe$\mathbf{Q_1}$alors: $\boldsymbol{q_s = 0.04\ mpa}$

On sait que :$\boldsymbol{Q_f = p \times q_s \times h_i}$On a :$p = 2 \times \pi \times r$

$\boldsymbol{p = 2 \times \pi \times 0.5}$ $\boldsymbol{p = 3.141\ m}$ $\boldsymbol{h_i = 35m}$

$Q_f = 3.141 \times 0.04 \times 10^3 \times 35$ $\boldsymbol{Q_f = 4397.4\ KN}$

$$\boldsymbol{Q_{adm}} = \frac{\boldsymbol{Q_P}}{\boldsymbol{3}} + \frac{\boldsymbol{Q_f}}{\boldsymbol{2}} Q_{adm} = \frac{5826.840}{3} + \frac{4397.4}{2}$$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 4140.98\ KN = 414.098\ tonnes}$$

3^{eme} cas : Les dimensions de barrette sont : L= 7.20m b=1.20m

A-Effort limite en pointe :

On a : $\varphi = 20.5^{\circ}$ donc : $K_0 = 1 - \sin\varphi\ K_0 = 0.6$

$$\boldsymbol{P_0 = K_0 - \gamma D}$$

$$P_0 = 0.6[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 28) + (10.40 \times 3)]$$

$$\boldsymbol{P_0 = 338.88 kpa}$$

$\boldsymbol{K_P}$ est le facteur de portance pressiométrique donne au ***Tableau II.6 (***voire chapitre II),en fonction de la catégorie du sol obtenue du ***Tableau II.5(***voire chapitre II) et du mode d'installation du pieu dans le sol.

Notre type du sol (argile) est on a un pieu foré sans refoulement du sol

Alors :$\boldsymbol{K_P = 1.3}$

La pression limite à chaque sondage comme suite :

Sondage 1 : $p_l^* = 5394.14$ kpa

Sondage 2 : $p_l^* = 5876.12\ kpa$

Sondage 3 : $p_l^* = 4028.45\ kpa$

Sondage 4 : $p_l^* = 7540.45\ kpa$

La moyenne : $p_l^* = 5709.79\ kpa$

On calcul la pression limite équivalente nette :

$$pl_e^* = \sqrt[3]{5709.79 \times 5709.79 \times 5709.79}$$

$$\boldsymbol{pl_e^* = 5709.79\ kpa}$$

On sait que : $\boldsymbol{q_p = k_p \times pl_e^*}$Donc : $q_p = 1.3 \times 5709.79$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 7422.727\ kpa}$

On a:$\boldsymbol{Q_P = A \times q_p}$Donc : $\boldsymbol{Q_P} = 7422.727 \times 8.64$

Alors : $\boldsymbol{Q_P = 64132.361\ kN}$

B- charge limite en frottement latéral :

La détermination de la contrainte de frottement latéral limite$\boldsymbol{q_s}$, est donnée par les courbes de frottements latéraux $\boldsymbol{Q_1}$à$\boldsymbol{Q_7}$et le choix de la courbe est lie à la nature lithologique de chaque couche traversée

Par le pieu ainsi que le type de pieu voire chapitre II (***FigureII.4 et Tableau II.7***)

On a :sable, pieu foré boue et$\boldsymbol{pl^* = 3538.27\ kpa}$

Donc : courbe$\mathbf{Q_1}$alors: $\boldsymbol{q_s = 0.04\ mpa}$

On sait que :$\boldsymbol{Q_f = p \times q_s \times h_i}$On a :P=16.8m$\boldsymbol{h_i = 35m}$

$Q_f = 16.8 \times 0.04 \times 10^3 \times 35$ $\boldsymbol{Q_f = 23520\ KN}$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2}} Q_{adm} = \frac{64132.361}{3} + \frac{23520}{2}$$

$\boldsymbol{Q_{adm} = 33137.453\ KN}$ =$\boldsymbol{3313.7453\ tonnes}$

la charge limite Q_L D'un élément de fondation (pieu) est obtenu en additionnant la charge limite de pointeQ_P correspondant au poinçonnement du sol a la base du pieu et la charge limite Q_f mobilisant les frottement entre le fut de pieu et le sol.

$\boldsymbol{Q_L = Q_f + Q_p}$Alors : $Q_L = 64132.361 + 23520$

$$\boldsymbol{Q_L = 87652.361\ kpa}$$

$$Q_c = \frac{Q_L}{1.5} = \frac{\mathbf{87652.361}}{1.5}$$

$$\boldsymbol{Q_c = 58434.907\ kpa}$$

4^{eme} cas : Les dimensions de barrette sont : ***L= 6m*** ***b=1.20m***

A-Effort limite en pointe :

On a : $\varphi = 20.5^{\circ}$ donc : $K_0 = 1 - \sin\varphi\ K_0 = 0.6$

$$\boldsymbol{P_0 = K_0 - \gamma D}$$

$$P_0 = 0.6[(20.34 \times 12) + (10.34 \times 28) + (10.40 \times 3)]$$

$$\boldsymbol{P_0 = 338.88 kpa}$$

$\boldsymbol{K_P}$ est le facteur de portance pressiométrique donne au ***Tableau II.6 (***voire chapitre II),en fonction de la catégorie du sol obtenue du ***Tableau II.5 (***voire chapitre II) et du mode d'installation du pieu dans le sol.

Notre type du sol (argile) est on a un pieu foré sans refoulement du sol

Alors :$\boldsymbol{K_P = 1.3}$

La pression limite à chaque sondage comme suite :

Sondage 1 : $p_l^* = 5394.14$ kpa

Sondage 2 : $p_l^* = 5876.12\ kpa$

Sondage 3 : $p_l^* = 4028.45\ kpa$

Sondage 4 : $p_l^* = 7540.45\ kpa$

La moyenne : $p_l^* = 5709.79\ kpa$

On calcul la pression limite équivalente nette :

$$pl_e^* = \sqrt[3]{5709.79 \times 5709.79 \times 5709.79}$$

$$\boldsymbol{pl_e^* = 5709.79\ kpa}$$

On sait que : $\boldsymbol{q_p = k_p \times pl_e^*}$ Donc : $q_p = 1.3 \times 5709.79$

Alors : $\boldsymbol{q_p = 7422.727\ kpa}$

On a: $\boldsymbol{Q_P = A \times q_p}$ Donc : $\boldsymbol{Q_P} = 7422.727 \times 7.2$

Alors : $\boldsymbol{Q_P = 53443.634\ kN}$

B- charge limite en frottement latéral :

La détermination de la contrainte de frottement latéral limite $\boldsymbol{q_s}$, est donnée par les courbes de frottements latéraux $\boldsymbol{Q_1}$ à $\boldsymbol{Q_7}$ et le choix de la courbe est lie à la nature lithologique de chaque couche traversée

Par le pieu ainsi que le type de pieu voire chapitre II (***Figure II.4 et Tableau II.7***)

On a :sable, pieu foré boue et $\boldsymbol{pl^* = 3538.27\ kpa}$

Donc : courbe $\mathbf{Q_1}$ alors: $\boldsymbol{q_s = 0.04\ mpa}$

On sait que : $\boldsymbol{Q_f = p \times q_s \times h_i}$ On a :P=14.4m $\boldsymbol{h_i = 35m}$

$Q_f = 14.4 \times 0.04 \times 10^3 \times 35$ $\qquad$ $\boldsymbol{Q_f = 20160\ KN}$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2}} \quad Q_{adm} = \frac{53443.634}{3} + \frac{20160}{2}$$

$$\boldsymbol{Q_{adm} = 27894.544\ KN} = \boldsymbol{2789.4544\ tonnes}$$

La charge limite Q_L D'un élément de fondation (pieu) est obtenu en additionnant la charge limite de pointeQ_P correspondant au poinçonnement du sol a la base du pieu et la charge limite Q_f mobilisant le frottement entre le fut de pieu et le sol.

$\boldsymbol{Q_L = Q_f + Q_p}$Alors : $Q_L = 20160 + 53443.634$

$$\boldsymbol{Q_L = 73603.634\ KN}$$

$$Q_c = \frac{Q_L}{1.5} = \frac{\mathbf{73603.634}}{1.5}$$

$$\boldsymbol{Q_c = 49069.089\ KN}$$

Tableau IV.1 : *les valeurs de la capacité portant à partir des essais de laboratoire.*

Pieu (b=1m)		***Pieu (b =1.20m)***		***Barrette (L=7.20m b=1.20m)***		***Barrette (L=6m b=1.20m)***	
Q_P***(t)***	Q_f***(t)***	Q_P***(t)***	Q_f***(t)***	$Q_P(t)$	Q_f***(t)***	$Q_P(t)$	Q_f***(t)***
261.678	*750.774*	*376.81*	*898.266*	*2438.812*	*3979.584*	*2046.96*	*3411.072*
Q_{adm} ***(t)***		Q_{adm} ***(t)***		Q_{adm} ***(t)***		Q_{adm} ***(t)***	
462.613		*574.73*		*2802.72*		*2387.856*	

Tableau IV.2 : *les valeurs de la capacité portant à partir des essais pressiométrique (PMT).*

Pieu (b=1m)		***Pieu (b =1.20m)***		***Barrette (L=7.20m b=1.20m)***		***Barrette (L=6m b=1.20m)***	
Q_P***(t)***	Q_f***(t)***	Q_P***(t)***	Q_f***(t)***	$Q_P(t)$	Q_f***(t)***	$Q_P(t)$	Q_f***(t)***
582.684	*439.74*	*838.768*	*527.66*	*6413.236*	*2352.0*	*5344.363*	*2016.0*
Q_{adm} ***(t)***		Q_{adm} ***(t)***		Q_{adm} ***(t)***		Q_{adm} ***(t)***	
414.098		*543.419*		*3313.745*		*2789.454*	

Tableau IV.3 : *les valeurs de la capacité portant à partir des essais Pénétration standard (SPT).*

Dimension de fondation en (m)	***Pieu (b=1m)***	***Pieu (b =1.20m)***	***Barrette (L=7.20 b=1.20m)***	***Barrette (L=6m b=1.20m)***
Q_{adm} ***(t)***	*153.109*	*220.418*	*1685.393*	*1404.494*

Tableau IV.4 : *les valeurs de* Q_l *et* Q_c*à partir des essais de laboratoire.*

Pieu (b=1m)	***Pieu (b =1.20m)***	***Barrette (L=7.20m b=1.20m)***	***Barrette (L=6m b=1.20m)***
Q_l***(t)***	Q_l***(t)***	Q_l***(t)***	Q_l***(t)***
1012.452	*1275.076*	*6418.396*	*5458.032*
Q_c***(t)***	Q_c***(t)***	Q_c***(t)***	Q_c***(t)***
674.968	*850.050*	*4278.930*	*3638.688*

Tableau IV.5 : *les valeurs de* Q_l *et* Q_c *à partir des essais pressiométrique (PMT).*

Pieu (b=1m)	***Pieu (b =1.20m)***	***Barrette (L=7.20m b=1.20m)***	***Barrette (L=6m b=1.20m)***
$Q_l(t)$	$Q_l(t)$	$Q_l(t)$	$Q_l(t)$
1022.424	*1366.428*	*8765.236*	*7360.363*
$Q_c(t)$	$Q_c(t)$	$Q_c(t)$	$Q_c(t)$
681.61	*910.952*	*5843.490*	*4906.908*

IV.*III. Calcul numérique :*

IV.*III.1Modélisation du projet sur plaxis 3D :*

IV.*III.1.1Introduction :*

PLAXIS 3D est un programme d'éléments finis tridimensionnels, développé pour l'analyse de la déformation, de la stabilité et de l'écoulement des eaux souterraines dans le génie géotechnique.

Il fait partie de la gamme de produits plaxis, une suite de programmes d'éléments finis qui est utilisé dans le monde entier pour l'ingénierie géotechnique et la conception. Le programme PLAXIS 3D est sorti en 2010[22].

III.1.2. Buts et objectifs :

Plaxis a pour but de fournir un outil d'analyse pratique à utiliser par des ingénieurs géotechniques qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques. Très souvent, les ingénieurs en exercice considèrent les calculs d'éléments finis non linéaires encombrants et longs.

L'équipe de recherche et développement Plaxis s'est penchée sur cette question en concevant des procédures informatiques robustes et théoriquement saines, qui sont encapsulées dans une coquille logique et facile à utiliser.

En conséquence, de nombreux ingénieurs géotechniques du monde entier ont adopté le produit et l'utilisent à des fins d'ingénierie [22].

IV.*III.1.3.Fichier des données :*

Les différentes couches de sol ont été modélisées en utilisant le modèle Mohr-coulomb. Les caractéristiques des différentes couches de sol sont données dans ***le tableauIV.6 :***

Tableau IV.6 : *les paramètres de sol sable et marne.*

Les couche	***Profondeur(m)***	γ_{sat}	γ_{unsat}	***C***	φ	E_{ref}***(KPA)***	ν
Sable	*40*	*20.34*	*17.25*	*0*	*30*	*130029.2*	*0.33*
Marne	*60*	*20.40*	*17.12*	*60*	*23.5*	*129721.9*	*0.33*

Remarque :la nappe phréatique au niveau de 12 m de profondeur.

Tableau IV.7 : *les paramètres de model géométrique.*

	L(m)	***B(m)***	T_{max}	T_{min}	ν	***F***	$E_{béton}$
Pieu	*/*	*1*	*500*	*200*	*0.15*	10×10^3	3413×10^3
Pieu	*/*	*1.20*	*500*	*200*	*0.15*	10×10^3	3413×10^3
Barrette	*7.20*	*1.20*	*500*	*200*	*0.15*	10×10^3	3413×10^3
Barrette	*6*	*1.20*	*500*	*200*	*0.15*	10×10^3	3413×10^3

IV.*III.1.4.Modélisation du sol :*

Le sol composé de deux couches la première couche c'est le sable de 40m de profondeur et la deuxième couche c'est la marne de 60 m de profondeur comme le montre la ***Figure IV.3***.

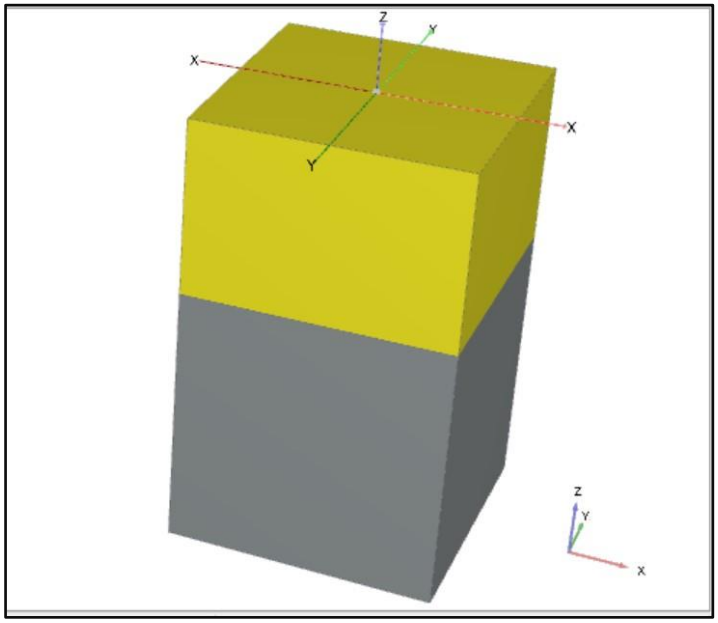


Figure IV.3 : *la lithologie du sol.*

IV.*III.1.5.Définition géométrique du modèle :*

Le model géométrique contient des éléments représentant un pieu (B=1m), pieu (B=1.20m)barrette (L=7.20m, B=1.20m) et barrette (L=6m, B=1.20m) de43 m de profondeur. Le milieu est modélisé comme le montre la ***Figure IV.4***.

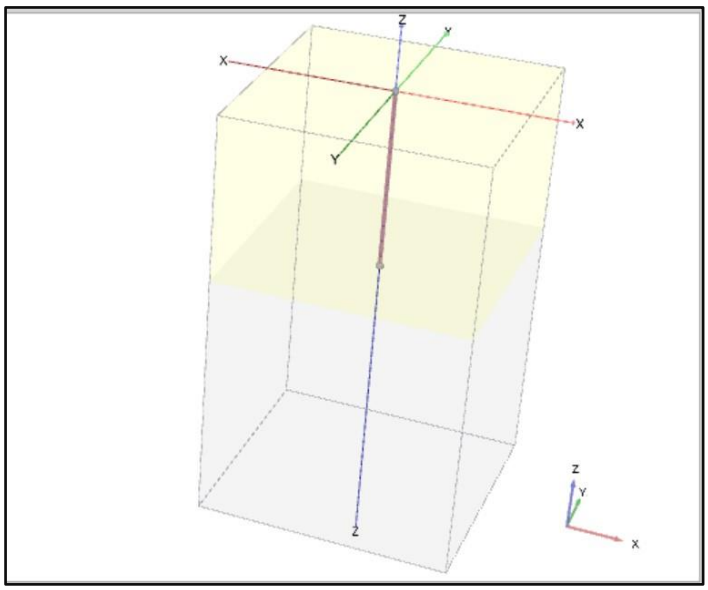


Figure IV.4 :*Définition de la géométrie du pieu.*

IV.*III.1.6. Critère de Mohr-Coulomb :*

Le critère utilisé dans notre travail est celui de Mohr-Coulomb. Ce critère demande d'introduire cinq paramètres tels que : E, υ, C et φ, angle de dilatance Ψ.

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

Le critère de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique à cause de sa simplicité.

IV.*III.1.7. Génération du Maillage :*

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

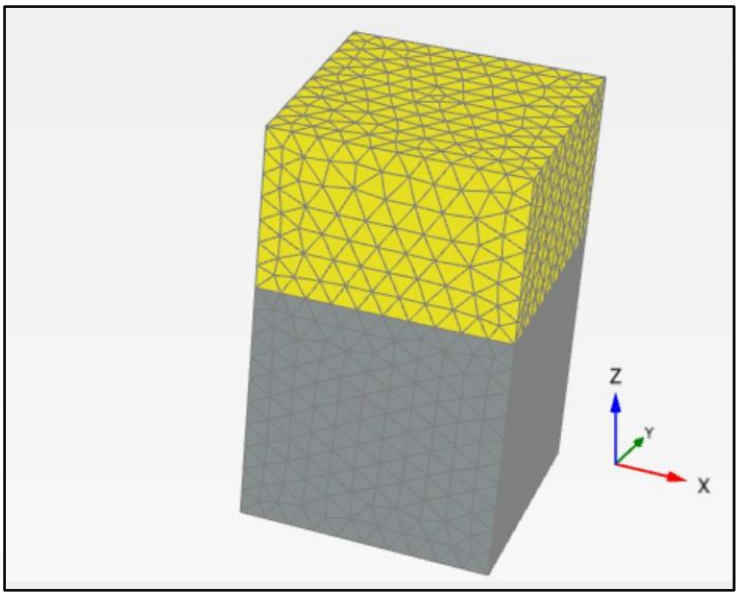


Figure IV.5 :*génération duMaillage.*

IV.*III.1.8. Conditions initiales :*

Une fois le modelé, géométrique crée et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiées.

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 de conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ de contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

Dans le second mode Plaxis propose une valeur de K0 par défaut basée sur la formule de jaky, k0 = 1- sin Φ avec Φ : l'angle de frottement interne du sol [21].

IV.*III.1.9.Résultats des déplacements verticales :*

Les résultats des déplacements verticaux (tassements) pour un pieu isolé chargé axialement sous une charge centrée de 7250 kpa sont présentés dans la figure ci-dessous :

Le tassement du pieu est de 5,524 mm

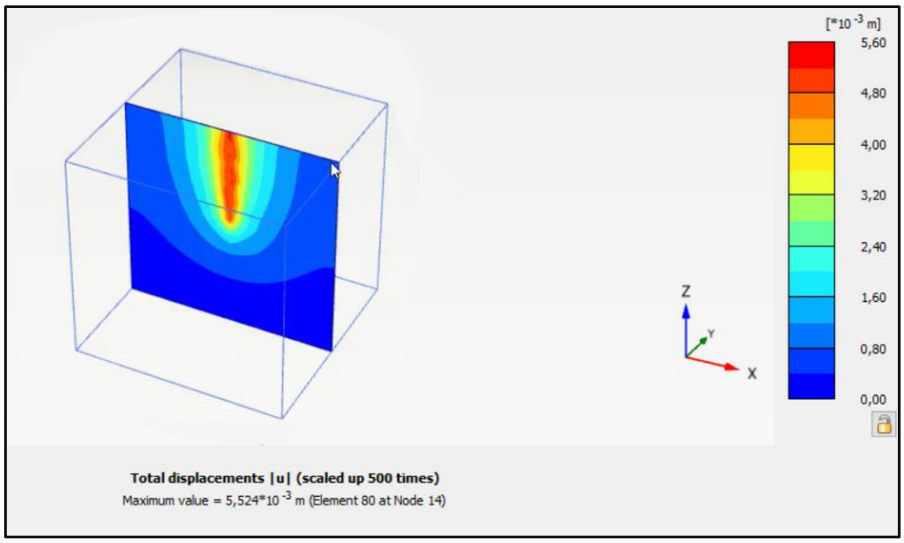


Figure IV.6 : *déplacement verticale sous une charge de 7250 kpa.*

IV.*III.2. Validation et analyse du modèle de référence :* Après avoir extrapolé les courbes charge-affaissement par une simulation numérique de l'essai nous avons interprété. Les résultats de cette interprétation sont donnés ci-dessous :

A- Pieu de $\emptyset = 1m$:

Tableau IV.8 : *Les valeurs de tassement en fonction de la charge appliquée.*

Charge (kpa)	***Tassement (mm)***	***Charge (kpa)***	***Tassement (mm)***
Cycle 1		***Cycle 2***	
0	*0.26*	*0*	*0.226*
1650	*1.1*	*1650*	*1.097*
3300	*2.282*	*3300*	*2.278*
4950	*3.496*	*4950*	*3.492*
6600	*4.831*	*6750*	*4.972*
7250	*5.438*	*8400*	*6.574*
3625	*2.882*	*10050*	*8.325*
0	*0.329*	*11700*	*10.37*
		13350	*12.66*
		15150	*15.34*
		16800	*17.8*
		18450	*22.45*
		20100	*23.26*
		21750	*32.28*
		16350	*28.43*
		10950	*24.47*
		5500	*19.80*
		0	*14.11*

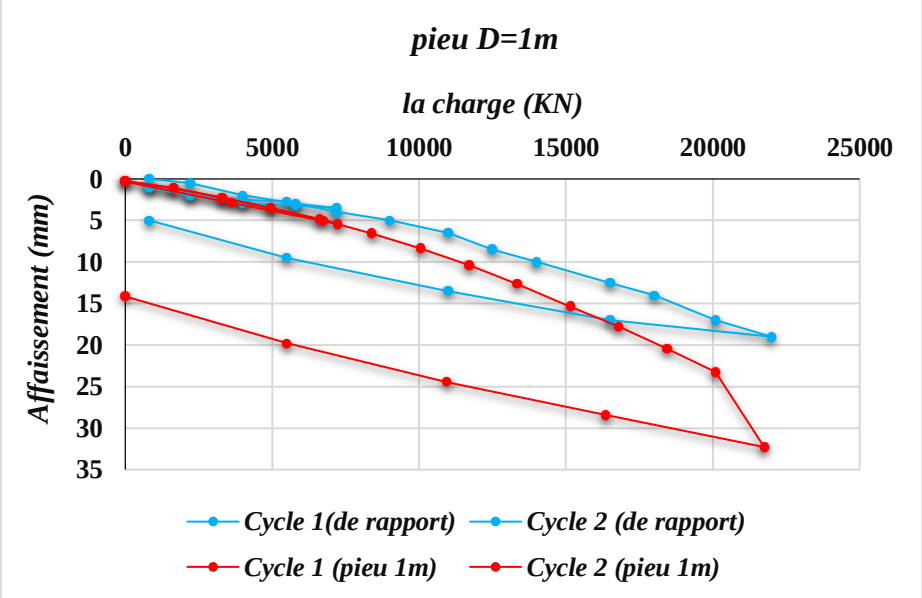


Figure IV.7 : *comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence.*

B- Pieu de $\emptyset = 1,20m$:

Tableau IV.9 :*Lesvaleurs deTassement en fonction de la charge appliquée.*

Charge (kpa)	***Tassement (mm)***	***Charge (kpa)***	***Tassement (mm)***
Cycle 1		***Cycle 2***	
0	*0.21*	*0*	*0.21*
1650	*0.97*	*1650*	*0.971*
3300	*1.997*	*3300*	*1.979*
4950	*3.001*	*4950*	*3.001*
6600	*4.056*	*6750*	*4.157*
7250	*4.701*	*8400*	*5.403*
3625	*2.050*	*10050*	*6.796*
0	*0.325*	*11700*	*8.410*
		13350	*10.28*
		15150	*12.43*
		16800	*14.63*
		18450	*18.59*
		20100	*22.90*
		21750	*27.07*
		16350	*23.78*
		10950	*20.42*
		5500	*16.79*
		0	*12.25*

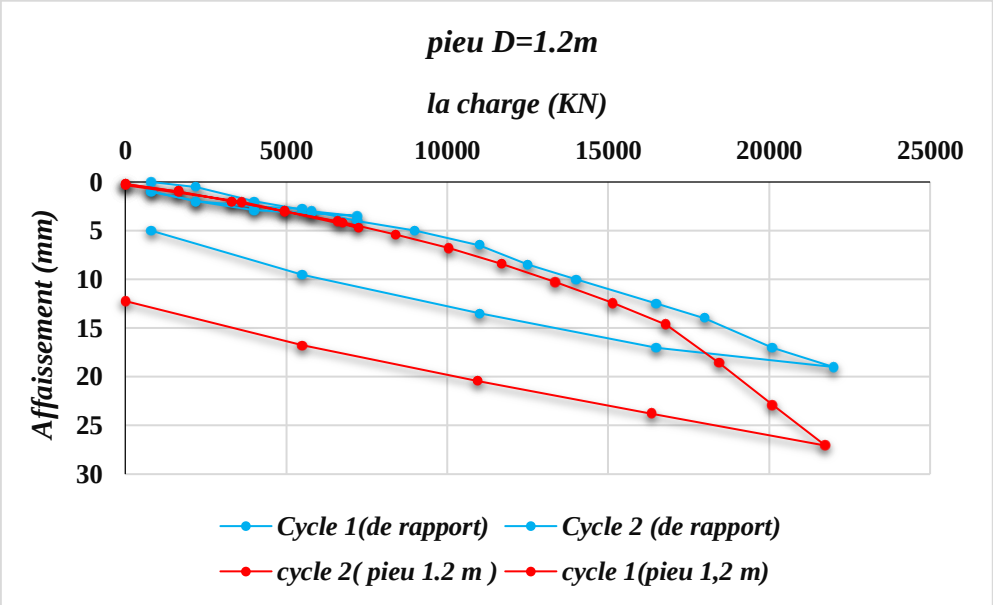


Figure IV.8 :*comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence.*

C- Barrettes de 7.20 m de longueur et 1.20 m de largeur :

Tableau IV.10 :*Les valeurs deTassement en fonction de la charge appliquée.*

Charge (kpa)	***Tassement (mm)***	***Charge (kpa)***	***Tassement (mm)***
Cycle 1		***Cycle 2***	
0	*0.718*	*0*	*0.718*
1650	*1.258*	*1650*	*1.258*
3300	*1.808*	*3300*	*1.808*
4950	*2.357*	*4950*	*2.357*
6600	*2.907*	*6750*	*2.957*
7250	*3.124*	*8400*	*3.509*
3625	*1.917*	*10050*	*4.072*
0	*0.718*	*11700*	*4.905*
		13350	*6.139*
		15150	*8.320*
		16800	*10.49*
		18450	*12.71*
		20100	*14.69*
		21750	*16.98*
		16350	*15.16*
		10950	*13.36*
		5500	*11.54*
		0	*9.702*

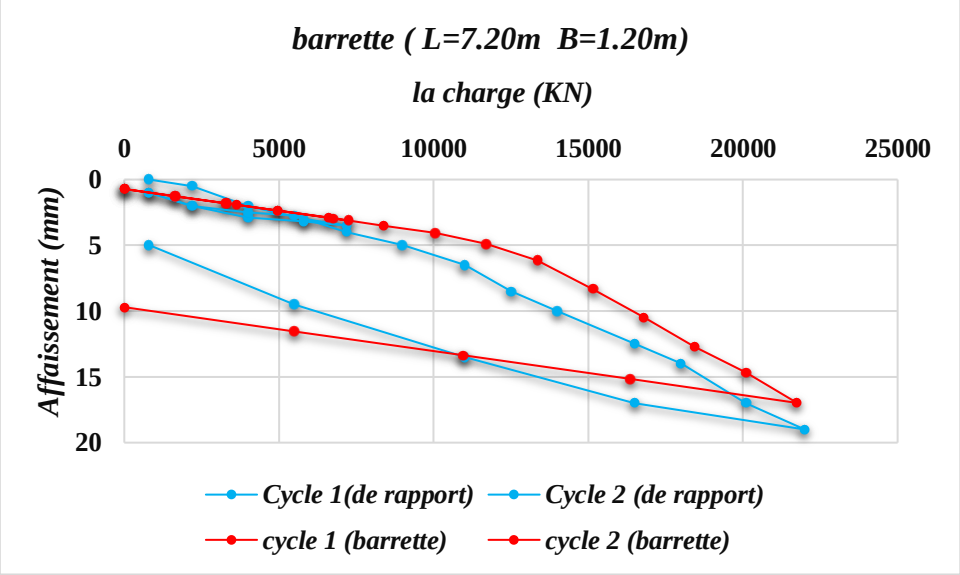


Figure IV.9 :*comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence.*

D- Barrettes de 6 m de longueur et 1.20 m de largeur :

Tableau IV.11 :*Les valeurs deTassement en fonction de la charge appliquée.*

Charge (kpa)	***Tassement (mm)***	***Charge (kpa)***	***Tassement (mm)***
Cycle 1		***Cycle 2***	
0	*0.576*	*0*	*0.576*
1650	*1.138*	*1650*	*1.138*
3300	*1.706*	*3300*	*1.706*
4950	*2.274*	*4950*	*2.274*
6600	*2.842*	*6750*	*2.894*
7250	*3.066*	*8400*	*3.464*
3625	*1.821*	*10050*	*4.046*
0	*0.578*	*11700*	*4.737*
		13350	*5.772*
		15150	*8.079*
		16800	*10.35*
		18450	*12.5*
		20100	*14.85*
		21750	*17.07*
		16350	*15.21*
		10950	*13.35*
		5500	*11.47*
		0	*9.603*

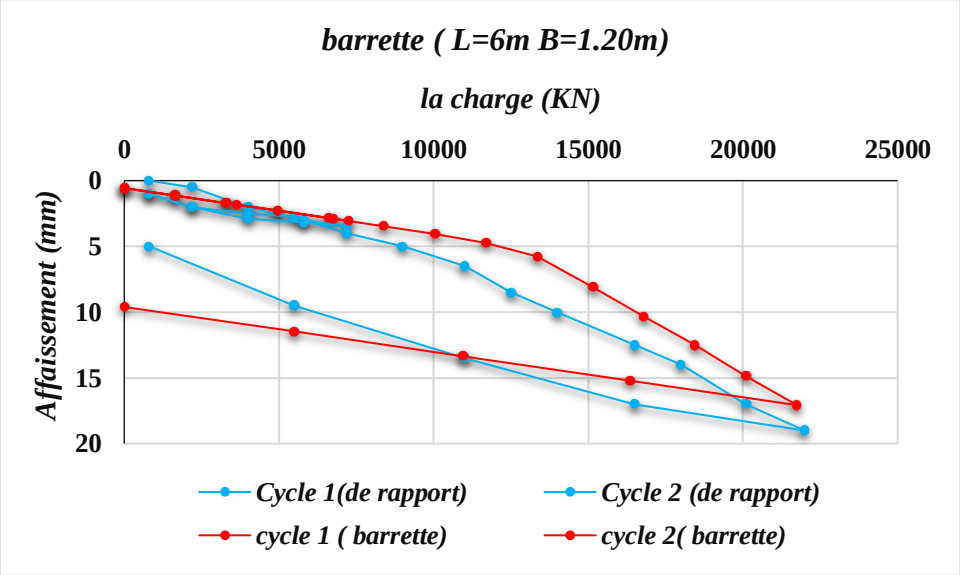


Figure IV.10 :*comparaison entre la courbe charge-déplacement de l'essai et de modèle de référence.*

- On peut conclure que le model utiliser donne des résultats acceptables.

IV.*III.3.Présentation et interprétation des résultats :*

On présenté dans ce tableau les résultats de la charge limite$\boldsymbol{Q_L}$ et la charge de fluage$\boldsymbol{Q_C}$ pour un pieu (B=1m), pieu (B=1.20m) barrette (L=7.20m, B=1.20m) et barrette (L=6m, B=1.20m)

Calculée à partir des essais de laboratoire et l'essai pressiométrique par rapport les résultats obtenus par le modèle plaxis 3D.

Tableau IV.12 :*les valeurs* de la charge limite$\boldsymbol{Q_L}$ et la charge de fluage$\boldsymbol{Q_C}$

	Essai de laboratoire		***Essai pressiométrique***		***Essai de chargement***	
	$\boldsymbol{Q_L}$***(Kpa)***	$\boldsymbol{Q_C}$***(Kpa)***	$\boldsymbol{Q_L}$***(Kpa)***	$\boldsymbol{Q_C}$***(Kpa)***	$\boldsymbol{Q_L}$***(Kpa)***	$\boldsymbol{Q_C}$***(Kpa)***
Pieu (∅ =1m)	*10124.52*	*6749.68*	*10224.24*	*6816.16*	*11700*	*7800*
Pieu (∅ =1.20m)	*12750.76*	*8500.50*	*13664.28*	*9109.52*	*15000*	*10000*
Barrette (L=6m)	*54580.32*	*36386.88*	*73603.63*	*49069.08*	*31500*	*21000*
Barrette (L=7.20m)	*64183.96*	*42789.30*	*87652.36*	*58434.90*	*34000*	*22666.66*

Commentaire :

Nous remarquons cependant que les valeurs du calcul par la théorie de l'analyse limite sont supérieur au calcul obtenu par plaxis, Ceci est normal dans la mesure où le calcul déterministe et idéaliser par les hypothèses prisent en considération, avec une capacité portante vérifié.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exploré les techniques de calcul analytique et de modélisation numérique appliquées aux systèmes pieu-sol et barrette-sol. Les avancées technologiques et informatiques ont permis d'améliorer considérablement la précision et l'efficacité de ces méthodes, en particulier à travers l'utilisation de la méthode des éléments finis et de la théorie de l'analyse limite. En conclusion, la combinaison de calculs analytiques et de modélisations numériques constitue une approche essentielle pour la conception et la validation de projets géotechniques complexes. Ces outils permettent aux ingénieurs de mieux anticiper les comportements des structures en interaction avec le sol, assurant ainsi des constructions plus sûres et plus fiables.

Conclusion Générale :

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le calcul de la capacité portant et tassement des fondations profondes pieux et barrettes sous charge axiale dans un sol contient de deux couches sable et marne.

Nous avons commencé notre projet par une recherche bibliographique qui a été le cadre théorique de base pour la suite du travail. Nous avons pu réunir dans cette partie l'ensemble des informations relatives aux différents types de fondation et leur conception.

Il s'agissait par la suite de savoir un calcul théorique par plusieurs méthodes parmi ci méthode, la méthode pressiométrique, méthode SPT et méthode traditionnelle (c et φ).

Au cours de ce travail nous avons réalisé un calcul numérique en employons un programme (plaxis 3D) pour la validation des résultats.

En effet on remarque les valeurs de la capacité portant trouvé avec la méthode (c et φ), méthode pressiométrique, SPT, sont assez voisin obtenu par plaxis 3D.

Ensuit les graphes obtenus à la modélisation numérique pour le pieu (B=1m) sont acceptablement proches par rapport le modèle de référence (essai de chargement).

La même chose pour les barrettes calculées avec les méthodes SPT, pressiométrique et

c et φ , une bonne concordance entre les différents résultats ci été observée.

Finalement, nous pouvons conclure que le calcul analytique et le calcul numérique peuvent aboutir à des résultats assez proches.

Références bibliographiques

[1] Les fondations, Jacques DUBUS, 1990 (mémoire).

[2] C. Plumelle, « CHAPITRE XV : Fondations profondes, C.N.A.M-Géotechnique B1/B6 – 2004-2005 », 22 pages, consulté le 23/12/2016.

[3] Makori A., Kharoubi I. Calcul des fondations d'un pont routier, Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2017m.

[4] ZAIDI Lina ; SELATNIA Faiza ; MODELISATION D'UN PIEU PROFOND SOUS CHARGEMENT AXIAL ; Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2020.

[5] Mme BOUROKBA MRABENT Souad Amel ; CALCUL PRATIQUE DES FONDATIONS ; Polycopié ; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF ; Algérie ;2015-2016.

[6] Eurocode 7, calcul géotechnique, section 7 fondation sur pieux.

[7] Youssef Diab, LES FONDATIONS PROFONDES, Mars 2008 Master 1 GENIE URBAIN.

[8] Atlas foundation.

[9] D. Gildas Sleeve montcho, Fondations Profondes - Dimensionnement et conception d'un programme de calcul. Projet de fin d'études, en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception, école supérieure polytechnique, Centre de THIES.

[10] fasicule 62- titre V (1993), Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil, CCGT applicable aux marchés publics de travaux, Ministère de l'Equipement.

[11] Mme BOUROKBA MRABENT Souad Amel ; calcul pratique des fondations **;** Polycopié ; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf ; Algérie ;2015-2016.

[12] Bernous oussama ; Calcul de la contrainte totale d'un pieu sous chargement statique ; Mémoire de Master ; Université 8 Mai 1945 de Guelma ; Juillet 2021.

[13] Ali bouafia « Les essais in situ dans les projets de fondations ». Université Saad dahleb – Blida.

[14] Ali bouafia « calcul des ouvrages géotechniques ».

[15] J. Engel, "Djamaâ el Djazair. The New Mosque at Al- giers," *Symposium* '25*th Anniversary of Krebs & Kiefer Karlsruhe*', 2013, (unpublished).

[16] D. Constantinescu and J. Akkermann, “Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben nach Eurocode 8. Anwen- dung am Beispiel internationaler Projekte,” *Proceedings of the Dresden Conference on Steel Constructions*, Ders- den, 24 March 2011, pp. 205-252.

[17] Wikipedia Djamaâ El Djazaïr site web.

[18] ANARGEMA, Investigation géotechnique de la Mosquée El Djazair (Minaret) El Mohammadia – Alger : janvier 2010, N° Dossier : 31.09.0121.

[19] Projects-Great Mosque of Algiers-Heinen Doors.

[20] Alger.mta.gov.dz.

[21] Bou maza Nour El Houda, Khebbab Meryem ; Conception et calcul des fondations sur pieux.

Mémoire de Master ; Université 8 Mai 1945 de Guelma ; Juin 2015.

[22] Bouzid Yasmine, étude numérique d’un tunnel plaxis 3d ; Mémoire de Master ; Université Badji mokhtar Annaba.