



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البليدة -
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا
FACULTE DE TECHNOLOGIE
دائرة الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التدرج
MEMOIRE DE
PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

Thème

COURBE DE TRANSFERT DES CHARGES DES PIEUX DE LA
MOSQUÉE D'ALGER-DETERMINATION EXPERIMENTALE ET
ETUDE COMPARATIVE

Réalisé par:

**BEN DAHOU KHAOULA
BEN RALI SOUAD**

Promoteur:

Prof. ALI BOUAFIA

Promotion: 2018/2019

Remerciements

Au terme de ce travail, je remercie Dieu le tout puissant qui m'a donné le courage, la volonté et la patience pour achever ce travail et de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

J'ai l'honneur et le plaisir de présenter ma profonde gratitude et mon sincères remerciements à mon promoteur professeur « ALI BOUAFIA », pour sa présence et son aide, ces orientations et le temps qui nous a accordé pour notre encadrement.

Je remercie les membres de jury pour avoir accepté d'examiner ce travail de projet de fin d'étude.

Je tiens à remercier avec plus grande gratitude Monsieur Z. ZITOUNI

Professeur à l'université de Blida.

KHAOULA

Dédicace

A tout personne qui ont connu la valeur de la science, ont connu la puissance et la grandeur de ceux qui nous l'apprise et à toute personne qui utilise la science pour le bien de l'humanité.

Quoi que de plus que de pouvoir partager les meilleurs moments de sa vie avec les êtres qu'on aime. Arrivé au terme de mes études, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

a mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

a ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi,

A ma chère soeur : soumia

a mes frères: adel, younes

a tout ma grande famille, BEN DAHOU



Je dédie ce travail

A ma chère mère,

A mon cher père,

A mon cher mari

A ma mère « faiza »,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard de me soutenir
et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs .

Pour ses soutiens moral t leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mes frère, Abdelkrim, Ibrahim et Ahmed,

A mes chère sœur F.Zohra, Fazia, Soraya ,Iman,

A ma belle-mère et mon beau-père,

A mon grand-père

RAHIMAHOU ALLAH

A ma chère binôme Khoula

A tout ma famille

A tout ma belle famille

A tous mes amies

Souad

Dédicace

A tout personne qui en connaissant la valeur de la science, a connu la puissance et la grandeur de celui qui nous l'a appris et à toute personne qui utilise la science pour le bien de l'humanité.

Quoi que de plus que de pouvoir partager les meilleurs moments de sa vie avec les êtres qu'on aime. Arrivé au terme de mes études, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi,

A mes chères sœurs : Soumia, Zohra, Khadidja

A mes chères frères : Adel, Younes

A tout ma grande famille, BEN DAHOU

A ma chère binôme Souad

KHAOULA

Dédicace

Je remercie en premier Dieu pour tout,

Je présenter mes remerciements à notre encadreur

« Professeur Ali Bouafia ».

Nous voudrions également lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son

soutien qui nous a été précieux afin de mener ce travail à bon port.

Et je remercie mes parents mon marie ma famille et ma belle famille

Et surtout mon grand-père (RAHIMAHOU ALLAH).

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui

nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la

poursuite de nos études.

.

RÉSUMÉ

Le sol instable pose plusieurs problèmes pour les ouvrages, et pour cela nous utilisons des pieux comme fondations profondes dans un sol fragile. Avant de calculer la capacité portante du pieu, il faut avoir les pieux d'essais doivent être fournis. Après avoir reçu les résultats des essais, l'ingénieur décide de confirmer les dimensions (profondeur et diamètre), de calculer la capacité portante et de contrôler le comportement du pieu sous chargement.

Sur la base des résultats expérimentaux obtenus sur le site de la mosquée d'Alger lors des essais de chargement vertical et latéral, les courbes de réaction ont été créées et analysées en fonction de la charge latérale, tandis que les courbes de transfert de charge ont été tracées.

Le but de cette thèse est de comparer et d'analyser les paramètres calculés par les pieux d'essai et les paramètres recommandée par Frank et Zhao.

Mots-Clefs : Pieu, Essai de chargement, Transfert de charges, Courbes P-Y, Tassement, Déflexion, Capacité portante.

المخلص

التربة الغير مستقرة تتسبب في عدة مشاكل للمنشآت، لذلك نستعمل الأكوام كأساس عميق في التربة الضعيفة. وقبل حساب قدرة تحمل الكومة يجب توفير ما يسمى بأكوام التجريب بعد استلام نتائج الاختبار يقرر المهندس تأكيد الابعاد (العمق والقطر) وحساب قدرة التحمل بالإضافة الى التحكم في سلوك الكومة تحت التحميل.

استنادا الى النتائج التجريبية المتحصل عليها من موقع مسجد الجزائر من اختبارات التحميل الرأسي والجانبية، تم انشاء وتحليل منحنيات رد الفعل بالاعتماد على التحميل الجانبي، اما باختبار التحميل الرأسي تم رسم منحنيات نقل الحمولة.

تهدف هذه المذكرة إلى المقارنة والتحليل بين المعايير التي تم حسابها عبر أكوام الاختبار والمعايير المعتمدة من طرف فرانك وزاو.

الكلمات المفتاحية: كومة، اختبار التحميل، نقل الحمولة، التسوية، منحنيات رد الفعل، انحراف، تحمل القدرة.

ABSTRACT

The unstable soil poses several problems for the works, and for this we use piles as deep foundations in fragile soil. Before calculating the bearing capacity of the pile, it is necessary to have the test piles to be provided. After having received the results of the tests, the engineer decides to confirm the dimensions (depth and diameter), to calculate the bearing capacity and to control the behavior of the pile under loading.

On the basis of the experimental results obtained at the Algiers mosque site during the vertical and lateral loading tests, the reaction curves were created and analyzed as a function of the lateral load, while the charge transfer curves where been traced.

The purpose of this thesis is to compare and analyze the parameters calculated by the test piles and parameters recommended by Frank and Zhao.

KEY WORDS : pile, Loading test, charge transfer, P-Y curves, compaction, deflection, Load capacity.

Table des matières

Table de matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction général.....	1
Chapitre 1	
1.1 Introduction.....	2
1.2 Généralité sur les fondations sur pieux	2
1.3 Notion de la capacité portante verticale d'un pieu isolé	3
1.3.1 Evaluation de la capacité portante verticale d'un pieu isolé	4
1.3.2 Evaluation de la capacité portante verticale à partir des essais in situ	4
1.3.2.1 Méthode pressiométrique du fascicule 62 titre-V	4
1.3.2.2 Méthode pénétrométrique du fascicule 62-titre V	8
1.3.2.3 Méthode de calcul à partir de l'essai SPT	10
1.3.3 Evaluation de la capacité portante verticale à partir des essais de laboratoire	11
1.3.4 Evaluation de la capacité portante verticale à partir des essais de chargement.....	14
1.4 Notion de la capacité portante horizontale d'un pieu isolé	15
1.4.1 Evaluation de la capacité portante horizontale à partir des essais de chargements horizontal	15
1.4.2 Evaluation de la capacité portante horizontale basée sur les essais de laboratoire.....	18
1.4.2.1 Méthode de Hansen(1961).....	18
1.4.2.2 Méthode de Broms (1964)	19
1.4.2.3 Méthode de Ménard (1962).....	24
1.4.2.4 Méthode de Reese (1961)	26
1.5 Tassement des pieux	28
1.5.1 Méthode empirique	28
1.5.2 Méthodes de la théorie d'élasticité.....	29
1.5.3 Méthodes numérique.....	31
1.5.4 Méthode des courbes t-z, q-z on théorie de transfert des charges.....	32
1.6 Déflexion d'un pieu chargé latéralement	35
1.6.1 Classification des méthodes d'analyse.....	35
1.6.2 Méthodes du module de réaction (Courbes de réaction P-Y).....	35
1.6.3 Paramètre de courbe P-Y	41
1.7 Conclusion	42

Chapitre 2

2.1 Introduction	43
2.2 Localisation du site.....	43
2.2.1 Topographie du site	43
2.3 Les composantes de la mosquée d'Alger.....	44
2.3.1 Le minaret (Bloc B)	44
2.3.2 Salle de prières.....	45
2.3.3 La cour	45
2.4 Sismicité.....	46
2.5 Géologie régionale.....	46
2.6 Hydrogéologie régionale	48
2.7 Investigation géotechnique.....	48
2.8 Synthèse des données géotechniques	49
2.9 Description des pieux d'essais.....	53
2.9.1 Pieux d'essais de chargement horizontal	54
2.9.1.1 Instrumentation du pieu.....	56
2.9.2 Pieux d'essais de chargement vertical	57
2.9.2.1 Description de l'instrumentation du pieu	59
2.10 Schéma d'une l'implantation des sondages sur les pieux d'essais.....	60
2.11 Programme d'essais de chargement.....	62
2.12 Conclusion	65

Chapitre 3

3.1 Introduction.....	66
3.2 Présentation des résultats d'essais.....	66
3.2.1 Déplacement du pieu....	66
3.2.2 Rotation en tête du pieu.....	75
3.2.3 Courbes de moment en flexion.....	84
3.3 Conclusion.....	88

Chapitre 4

4.1 Introduction.....	89
4.2 Méthodologie de construction des courbes P-Y.....	89
4.2.1 A partir des dérivations successives de $Y(z)$	89
4.2.2 A partir de l'ajustement polynomial de $Y(z)$	89
4.3 Interprétation des courbes P-Y.....	91
4.3.1 Présentation des courbes P-Y	91
4.3.2 Paramètres des courbes P-Y.....	93
4.4 Conclusion	95

Chapitre 5

5.1 Introduction	96
5.2 Description de l'instrumentation des pieux d'essai	96
5.3 Programmes de chargement.....	97
5.4 Présentation des résultats d'essais	98
5.4.1 Courbe de chargement	98
5.4.2 Effort vertical N mesuré par les jauges de déformation le long des pieux.....	101
5.5 Interprétation de l'essai de chargement	104
5.5.1. Détermination de la capacité portante et la raideur verticale en tête du pieu.....	104
5.5.2 Synthèse des résultats d'interprétation.....	110
5.6 Conclusion.....	110

Chapitre 6

6.1 Introduction	111
6.2 Méthodologie de construction des courbes τ - v et q_p - v	111
6.3 Interprétation des courbes τ - v	112
6.3.1 Présentation des courbes τ - v	114
6.3.2 Paramètres des courbes τ - v	123
6.4 Corrélation avec E_M et P_L le long du pieu.....	126
6.5 Interprétation des courbes $q_p - v/B$	129
6.5.1 Présentation des courbes $q_p - v/B$	129
6.5.2 Paramètres des courbes $q_p - v/B$	134
6.6 Conclusion.....	135

Chapitre 7

7.1 Introduction	136
7.2 Calcul de la capacité portante verticale des pieux d'essai.....	136
7.3 Comparaison des valeurs expérimentales et de calcul de Q_l	137
7.4 Comparaison des valeurs du nombre modulaire K_B	137
7.5 Comparaison des valeurs du coefficient de frottement latéral K_S	138
7.6 Comparaison des valeurs du nombre modulaire K_R et coefficient de portance K_P	138
7.7 Conclusion.....	138

Liste des Tableaux

• CHAPITRE 1

Tableau 1.1 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique.....	5
Tableau 1.2 : Courbe de frottement latéral limite.....	7
Tableau 1.3 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique.....	9
Tableau 1.4 : Valeurs de q_s selon le fascicule 62 (q_s et q_s^{\max} en kPa).....	10
Tableau 1.5 : Valeurs des facteurs de portance maximum.....	12
Tableau 1.6 : Valeurs du facteur de cohésion minimal.....	12
Tableau 1.7 : Valeurs maximales du coefficient β	13
Tableau 1.8 : Valeurs maximales courantes de q_s (kPa).....	13
Tableau 1.9 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumenté	15
Tableau 1.10 : Listing des méthodes d'interprétation des courbes de chargement	18
Tableau 1.11 : Valeurs du coefficients A_s	27
Tableau 1.12 . Valeurs de I_v dans un sol homogène $\nu = 0.33$	31
Tableau 1.13 : Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E = mZ$ $\nu = 0.33$	31
Tableau 1.14 : valeurs recommandées du rapport E/q_c	32

• CHAPITRE 2

Tableau 2.1 : les coordonnées et essais in situ réalisés.....	49
Tableau 2.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH 1.....	50

Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH2.....	51
Tableau 2.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH3.....	51
Tableau 2.5 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH4.....	52
Tableau 2.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH5.....	52
Tableau 2.7 : les données des pieux d'essai.....	53

• CHAPITRE 3

Tableau 3.1 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH1.....	66
Tableau 3.2 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH2	67
Tableau 3.3 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH3.....	68
Tableau 3.4 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH4.....	69
Tableau 3.5 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH5	70
Tableau 3.6 : Tableau récapitulative de l'effort ultime et la raideur latérale	71
Tableau 3.7: Valeurs de moment en fonction de la rotation en tête pieu PH1....	75
Tableau 3.8 : Valeurs de moment en fonction de la rotation en tête pieu PH2	76
Tableau 3.9 : Valeurs de moment en fonction de la rotation en tête pieu PH3	77
Tableau 3.10 : Valeurs de moment en fonction de la rotation en tête pieu PH4	78
Tableau 3.11 : Valeurs de moment en fonction de la rotation en tête pieu PH5.....	79
Tableau 3.12 : Tableau récapitulative de moment latérale ultime et la raideur K_{θ}	84
Tableau 3.13 : Les valeurs de moment de pieu PH1.....	84
Tableau 3.14 : Les valeurs de moment de pieu PH2.....	85

Tableau 3.15 : Les valeurs de moment de pieu PH3	86
Tableau 3.16 : Les valeurs de moment de pieu PH4.....	86
Tableau 3.17 Les valeurs de moment de pieu PH5.....	87

• **CHAPITRE 4**

Tableau 4.1 : Représente les valeurs de la réaction latérale du pieu PH1 en fonction de la profondeur.	90
Tableau 4.2 : Valeurs des réaction latérales en fonction du déplacement latéral.....	91
Tableau 4.3 : Valeurs des réactions latérales en fonction du déplacement latéral.....	91
Tableau 4.4: Valeurs des réactions latérales en fonction du déplacement latéral.....	92
Tableau 4.5 : Les paramètre des courbes P-Y.....	94
Tableau 4.6: les facteurs K_E et K_P en fonction de la nature du sol et la profondeur.....	94
Tableau 4.7 : calcule de facteur modulaire à partir de l'équation de Ménard.....	94
Tableau 4.8 : comparaison du nombre modulaire de sols fin.....	95
Tableau 4.9 : comparaison du nombre modulaire de sols grenus.....	95

• **CHAPITRE 5**

Tableau 5.1 : caractéristiques des pieux.....	96
Tableau 5.2 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV1.....	105
Tableau 5.3 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV2.....	106
Tableau 5.4 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV3.....	107
Tableau 5.5 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV4.....	108
Tableau 5.6: Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV5.....	109
Tableau 5.7 : Interprétation d'essai de chargement par ajustement hyperbolique.....	110

• CHAPITRE 6

Tableau 6.1 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV1.....	115
Tableau 6.2 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV2.....	117
Tableau 6.3 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV3.....	119
Tableau 6.4 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV4.....	120
Tableau 6.5 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV5.....	122
Tableau 6.6 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV1.....	124
Tableau 6.7 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV2.....	124
Tableau 6.8 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV3.....	124
Tableau 6.9 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV4.....	124
Tableau 6.10 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV5	125
Tableau 6.11 : Résultats de calcul des rapports $K_B = \frac{B_0(z).B}{E_M(z)}$ et $K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$ pour les sols pulvérulents.....	125
Tableau 6.12 : Résultats de calcul des rapports $K_B = \frac{B_0(z).B}{E_M(z)}$ et $K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$ pour les sols fins....	126
Tableau 6.13 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV1.....	129
Tableau 6.14 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV2.....	130
Tableau 6.14 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV3.....	130
Tableau 6.14 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV4.....	130
Tableau 6.15 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV5.....	131

• CHAPITRE 7

Tableau 7.1 : Capacité portante trouvée par la méthode pressiométrique.....	136
Tableau 7.2 : Capacité portante trouvée de l'ajustement hyperbolique et par la méthode pressiométrique.	137

Tableau 7.3 : Résultat de rapport $\frac{B_0(z).B}{E_M(z)}$ pour les sols fins et granulaires.....	137
Tableau 7.4 : Les valeurs d'effort de frottement latéral.....	138
Tableau 7.5: Résultat de rapport $\frac{R_0}{E_M(z=D)}$ et $\frac{q_l}{P_l(z=D)}$ pour les sols granulaires.....	138

LISTE DES FIGURES

• Chapitre 1

Figure 1.1: Schéma de la profondeur d'utilisation des fondations profondes.....	3
Figure 1.2: schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale.....	4
Figure 1.3: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.....	6
Figure 1.4: Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_1^*	6
Figure 1.5 : Essai de chargement vertical d'un pieu.....	14
Figure 1.6 : Représentation schématique d'un essai de chargement vertical de pieu.....	14
Figure 1.7 : Représentation schématique d'un essai de chargement horizontal de pieu.....	16
Figure 1.8: Essai de chargement horizontal d'un pieu.....	16
Figure 1.9 : Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement.....	17
Figure 1.10: schéma des différents cas de rupture du système pieu/sol.....	17
Figure 1.11 : Abaques des facteurs K_p	19
Figure 1.12 : Abaques des facteurs K	19
Figure 1.13 : Schéma d'équilibre d'un pieu sous chargement latéral.....	19
Figure 1.14: Détermination de l'effort H_u dans un sol purement cohérent.....	20
Figure 1.15: Comportement d'un pieu encasté en tête dans un sol purement cohérent (a : pieu rigide, b : pieu intermédiaire et c : pieu flexible)	21
Figure 1.16 : Comportements extrêmes du pieu libre en tête dans un sol pulvérulent.....	22
Figure 1.17: Détermination de l'effort H_u dans un sol pulvérulent.....	23
Figure 1.18 Comportement d'un pieu encasté en tête dans un sol pulvérulent (a : pieu rigide, b : pieu intermédiaire et c : pieu flexible).....	24

Figure 1.19: Profile de résistance latérale limite selon Ménard.....	24
Figure 1.20 : Diagramme de stabilité au chargement latéral.....	26
Figure 1.21 : Schéma de mobilisation de la résistance latérale du sol.....	27
Figure 1.22: Schéma de transfert de charge d'un pieu isolé.....	33
Figure 1.23 : Courbe de mobilisation des contraintes à l'interface sol/pieu selon CCTG-93.....	35
Figure 1.24 : Schéma de transfert de charges du pieu au sol par des ressorts de Winkler.....	36
Figure 1.25: Flexion d'un pieu sous des efforts horizontaux.....	36
Figure 1.26 : Comportement schématique d'un pieu long et flexible.....	37
Figure 1.27 : Courbes des coefficients A et B de la méthode de Matlock et Reese.....	39
Figure 1.28 : Graphiques de la fonction A*et B*.....	40
Figure 1.29: Graphiques de la fonction C* et D*.....	41

• CHAPITRE 2

Figure 2.1: Plan de situation du projet de la grande Mosquée El Djazair.....	43
Figure 2.2 : Le minaret de la mosquée d'Alger.....	44
Figure 2.3 : La salle de prière.....	45
Figure 2.4 : La cour de la mosquée.....	46
Figure 2.5 : Extrait de la carte géologique D'Alger (A.Aymé, 1964 – 1 / 50 000).....	47
Figure 2.6 : vue en plan des sondages de minaret.....	48
Figure 2.7 : vue en plan des sondages de la cour.....	49
Figure 2.8 : vue en plan des essais de chargement.....	54
Figure 2.9: Disposition des sections extensiométriques pour les pieux d'essais PH1, PH2, PH3, PH4 et PH5[16].....	55

Figure 2.10: Cellule de charge et vérins hydraulique.....	55
Figure 2.11 : Mesure automatique de déplacement.....	56
Figure 2.12 : Mesure automatique du déplacement horizontal.....	56
Figure 2.13 : Structure de réaction complète.....	57
Figure 2.14 : Zone de contrôle de la centrale hydraulique et acquisition des données.....	57
Figure 2.15 : Essai de chargement vertical d'un pieu.....	58
Figure 2.16 : Disposition des sections extensiométriques pour les pieux d'essais PV1, PV2, PV3, PV4 et PV5.....	59
Figure 2.17 : Représentation schématique d'un essai de chargement vertical de pieu.....	60
Figure 2.18 : vue en plan de pieu d'essai PV1-PH1.....	60
Figure 2.19 : vue en plan de pieu d'essai PV2-PH2.....	61
Figure 2.20 : vue en plan de pieu d'essai PV3-PH3.....	61
Figure 2.21 : vue en plan de pieu d'essai PV4-PH4.....	62
Figure 2.22 : vue en plan de pieu d'essai PV5-PH5.....	62
Figure 2.23 : Programme de chargement –déchargement du pieu PH1.....	63
Figure 2.24 : Programme de chargement –déchargement du pieu PH2.....	63
Figure 2.25 : Programme de chargement –déchargement du pieu PH3.....	64
Figure 2.26 : Programme de chargement –déchargement du pieu PH4.....	64
Figure 2.27 : Programme de chargement –déchargement du pieu PH5.....	65

• Chapitre 3

Figure 3.1: Schéma de la profondeur d'utilisation des fondations profondes.....	67
Figure 3.2 : Raideur latéral en fonction de nombre de cycle de pieu PH1.....	68

Figure 3.3: Chargement cyclique de déplacement pieu PH2.....	70
Figure 3.4 : Raideur latéral en fonction de nombre de cycle de pieu PH2.....	
Figure 3.5: Chargement cyclique de déplacement pieu PH3.....	71
Figure 3.6 : Raideur latéral en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.....	72
Figure 3.7: Chargement cyclique de déplacement pieu PH4.....	73
Figure 3.8 : Raideur latéral en fonction de nombre de cycle de pieu PH4.....	74
Figure 3.9 : Chargement cyclique de déplacement pieu PH5.....	75
Figure 3.10 : Raideur latéral en fonction de nombre de cycle de pieu PH5.....	76
Figure 3.11 : la pente initiale de la courbe de chargement cyclique de déplacement pieu PH1.....	77
Figure 3.12 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu.....	73
Figure 3.13: Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH1.....	75
Figure 3.14: Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH2.....	76
Figure 3.15: Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH3.....	77
Figure 3.16: Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH4.....	78
Figure 3.17: Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH5.....	79
Figure 3.18 : La pente initiale de la courbe de chargement cyclique de rotation du pieu PH1.....	79
Figure 3.19 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.....	80
Figure 3.20 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.....	80
Figure 3.21 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.....	81

Figure 3.22 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH4.....	81
Figure 3.23 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH5.....	82
Figure 3.24 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu.....	82
Figure 3.25 :courbe de moment en fonction de profondeur de PH1.....	84
Figure 3.26 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH2.....	85
Figure 3.27 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH3.....	86
Figure 3.28 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH4.....	87
Figure 3.29 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH5.....	88

• Chapitre 4

Figure 4.1 : courbes des réactions latérales en fonction de la profondeur.....	90
Figure 4.2 : Courbes des réactions latérales en fonction de le déplacement latéral PH1.....	91
Figure 4.3 : Courbes des réactions latérales en fonction du déplacement latéral PH2.....	92
Figure 4.4 : Courbes des réactions latérales en fonction de le déplacement latérale PH3.....	93
Figure 4.5 : La courbe hyperbolique de l'effort latéral.....	93

• Chapitre 5

Figure 5.1 : Structure complète de chargement verticale	96
Figure 5.2 : Vérins hydrauliques	97
Figure 5.3 : Cellules de charges	97
Figure 5.4 : Poutre principale	98
Figure 5.5 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV1.....	99
Figure 5.6 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV2.....	99
Figure 5.7 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV3.....	100

Figure 5.8 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV4.....	100
Figure 5.9 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV5.....	101
Figure 5.10 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV1.....	101
Figure 5.11 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV2.....	102
Figure 5.12 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV3.....	103
Figure 5.13 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV4.....	103
Figure 5.14 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV5.....	103
Figure 5.15 : Ajustement de la courbe de chargement	104
Figure 5.16 : Courbe de chargement du pieu PV1.....	105
Figure 5.17 : Courbe de chargement du pieu PV2.....	106
Figure 5.18 : Courbe de chargement du pieu PV1.....	107
Figure 5.19 : Courbe de chargement du pieu PV4.....	108
Figure 5.20 : Courbe de chargement du pieu PV1.....	109

• Chapitre 6

Figure 6.1 : Principe de transfert de charge d'un pieu isolé.....	111
Figure 6.2 : Exemples des courbes de distribution des efforts le long du pieu	112
Figure 6.3 : Représentation d'un élément dz du pieu	113
Figure 6.4 : Exemples d'ajustement de la courbe de frottement latéral-tassement.....	113
Figure 6.5 : Exemples d'ajustement de la courbe pression en point-tassement.....	114
Figure 6.6 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV1.....	116
Figure 6.7 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV2.....	118
Figure 6.8 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV3.....	120
Figure 6.9 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV4.....	122

Figure 6.10 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV5.....	123
Figure 6.11 : Histogramme de rapport K_B pour les sols sableux.....	127
Figure 6.12 : Histogramme de rapport K_S pour les sols sableux.....	128
Figure 6.13 : Histogramme de rapport K_B pour les sols fins.....	129
Figure 6.14 : Histogramme de rapport K_S pour les sols fins.....	130
Figure 6.15 : Courbe de pression en pointe du pieu PV1.....	129
Figure 6.16 : Courbe de pression en pointe du pieu PV2.....	130
Figure 6.17 : Courbe de pression en pointe du pieu PV2.....	131
Figure 6.18 : Courbe de pression en pointe du pieu PV3.....	132
Figure 6.19 : Courbe de pression en pointe du pieu PV4.....	133
Figure 6.20 : Courbe de pression en pointe du pieu PV5.....	134

Liste des symboles

Majuscules latines

A_b : L'aire de la section de la pointe (m^2)

A_s : Facteur traduisant (sans unité)

B : le diamètre du pieu (m)

B_0 : Pente initiale de la courbe τ - v (KPa/m)

C_u : Cohésion non drainé (KPa)

C_{um} : La cohésion non drainée moyenne le long de z . (KPa)

D : La fiche du pieu (m)

D_e : La fiche équivalente (m)

D_c : La fiche critique (m)

E_{eq} : Module équivalent de déformation (MN/m^2)

E_m : Module œdométrique

E_{ti} : Module de réaction latérale (MN/m^2)

E_s : Module de déformation (Kpa)

E_p : Le module d'Young du matériau de pieux (MPa)

$E_p I_p$: Rigidité du pieu (MN/m^2)

F_s : coefficient de la sécurité (sans unité)

H : Composante horizontale de la force (KN)

H_u : Effort horizontale limite (KN)

H_{adm} : la charge latérale admissible (KN)

I_v : Facture d'influence du tassement

K : Compressibilité relative pieu /sol

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos (sans unité)

K_a : Coefficient de poussée des terres (sans unité)

K_c : Coefficient de portance pénétrométrique (sans unité)

K_H : Raideur latérale du pieu (KN/m^3)

K_p : Coefficient de portance pressiométrique(sans unité)

K_p et K_c : Les facteurs de résistance latérale dépendant de la profondeur relative z/B (sans unité)

K_V : Raideur verticale du pieu (KN/m^3)

L_0 : Longueur élastique (m)

M : Moment fléchissant (KNm)

M_e : Moment de flexion limite du matériau du pieu (KNm)

M_{max} : moment fléchissant maximum (KNm)

M_p : Moment fléchissant en pointe (KNm)

M_0 : Moment fléchissant en surface du sol (KNm)

M_{adm} : le moment de flexion admissible (KNm)

N_{SPT} : nombre du coups (sans unité)

N_{spt}^e : Nombre de coups représentatifs au niveau de la pointe (sans unité)

N_s : La moyenne arithmétique des valeurs du nombre N mesuré le long du pieu(sans unité)

N_2 = Moyenne arithmétique des nombres N sur une zone de $10B$ au-dessus de la pointe. (sans unité)

N_1 :min (N à la pointe du pieu, moyenne des nombres N sur une zone de $2B$ en dessous de la pointe).
(sans unité)

N_q^{max} et N_c^{max} :Facture maximale de portance (sans unité)

N_c^{min} : Facteur de cohésion minimale (sans unité)

P : Périmètre du pieu (m)

P : Réaction latérale du sol (KN/m)

P_u : Réaction latérale du sol (KN/m)

P_{us} : Résistance latéral superficielle du sol (KN/m)

P_{le}^* : Pression limite équivalente nette (kpa)

$P_{le}(z)$: Pression pressiométrique limite nette (kpa)

P_1 : Pression pressiométrique limite (kpa)

P_0 : Pression initiale des terres à une profondeur donnée (kpa)

P_l^* : Pression limite nette (Kpa)

Q : Force axiale (KN)

Q_p : Effort limite du pointe (KN)

Q_s : Effort de frottement latéral (KN)

Q_l : Capacité portante limite (KPa)

R_0 : La pente iniale de la courbe $q_p - v/B$

S : L'air d'une section transversale.(m²)

T : L'effort tranchant (KN)

T_p : L'effort tranchant en pointe (KN)

$V(z)$:

V_0 : Tassement en tête du pieu (m)

Y_H : Déplacement en tête du pieu (m)

Y_0 : Déplacement du pieu en surface (m)

Y'_0 : Rotation du pieu en surface (deg)

Y'_H : Rotation en tête du pieu (deg)

Z : Profondeur (m)

Z_r : Profondeur du centre de rotation (m)

ΔL : Raccourcissement latérale

Minuscules latines

e: épaisseur (m)

f : Profondeur de moment maximum (m)

m : coefficient de portance de l'essai SPT

n : coefficient de frottement latéral de l'essai SPT

h : Hauteur de la couche résistante (m)

q_l : Résistance en pointe (KN)

q_s : Résistance limite de frottement latérale (KPa)

q_c : Résistance en pointe mesurée au pénétromètre (KPa)

q_{cm} : Résistance pénétrométrique moyenne (KPa)

q_{ce} : Résistance pénétrométrique corrigé (KPa)

q_s^{max} : Frottement latérale maximum (KPa)

Minuscules grecques

φ : L'angle de frottement (deg)

ν : coefficient de poisson

λ : Coefficient de forme (sans unité)

β : Coefficient adimensionnel (sans unité)

σ'_{v0} : Contrainte effective (KPa)

Introduction générale

Les pieux sont des éléments verticaux dont la fonction est de transmettre les charges au sol en profondeur. Pour le dimensionnement du pieu, il faut d'abord calculer la capacité portante horizontale et verticale. On peut mener des calculs à partir des essais in-situ ou étudier les résultats de l'essai de chargement vertical ou horizontal.

Les essais de chargement vertical ou horizontal sont des essais difficiles à réaliser et ils sont aussi très coûteux. À partir de l'étude bibliographique, on a expliqué la méthode de réalisation d'essai de chargement, ainsi que les différentes méthodes de calcul de la capacité portante et le calcul du tassement et de la déflexion.

Ensuite, dans la deuxième partie on a présenté le site de la mosquée d'Alger, avec une présentation des essais in-situ réalisés par le laboratoire national de l'habitat et construction (LNHC) et les essais de chargement réalisés par l'entreprise TERVI.

Dans la troisième partie, on a présenté les courbes de chargement cyclique et on a déduit la raideur latérale et la raideur de rotation, on a aussi présenté les courbes de moment en fonction de profondeur.

Dans la quatrième partie, nous avons construit les courbes P-Y avec présentation de la méthodologie de construction de ces courbes et interprétation et calcul de nombre modulaire K_E et le coefficient de résistance latérale K_p .

Dans la cinquième partie, nous avons décrit l'instrumentation des pieux d'essai de chargement vertical, ainsi que le programme de chargement, et on a construit la courbe de chargement en fonction du tassement, et déduit la capacité portante expérimentale et la raideur verticale en tête du pieu.

Dans la sixième partie, nous avons construit les courbes de transfert de charge verticale $\tau-v$ et $q_p - v$ et nous avons interprété ces courbes en déterminant le coefficient de frottement latéral K_s , le nombre modulaire K_B , coefficient de portance K_p et le nombre modulaire K_R .

Dans la septième partie nous avons calculé la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique et on a fait une comparaison entre les résultats obtenus à partir de l'essai de chargement.



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

**COURBE DE TRANSFERT DE CHARGE DES PIEUX DE
LA MOSQUÉE D'ALGER**

Détermination expérimentale et étude comparative.

Soutenu par :

BEN DAHOU Khaoula

BENRALI Souad

Encadré par : Prof. ALI BOUAFIA

Promotion : 2018-2019

Chapitre I

Étude bibliographique

1.1 Introduction

Les ouvrages de génie civil sont couramment construits sur des fondations, qui transmettent les charges de la structure vers le sol, en cas d'ouvrages transmettant une surcharge lourde et le sol ayant des propriétés médiocres donc on réalise les fondations profondes (les pieux), il faut évaluer deux paramètres nécessaires :

- Capacité portante verticale et horizontale
- Déformation (tassement et déflexion)

Quand on estime ces deux paramètres qui confirment que le sol doit être supporté la surcharge (ouvrage).

1.2 Généralité sur les fondations sur pieux

Pour obtenir le type de fondation il faut d'abord calculer le rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation si $D/B > 6$ on utilise une fondation profonde (pieu).

Les fondations permettent de transmettre les charges au sol due à une construction on détermine cette charge par la consultation des charges cumule et charge permanente. Lorsqu'on a une faible caractéristique de sol c.-à-d. le sol ne peut pas supporter la charge de l'ouvrage on ne peut pas faire une fondation ordinaire on utilise la fondation profonde qui permet de transférer les charges au bon sol qui peut supporter cet ouvrage. Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées. [1]

- Résistance en pointe
- Par frottement latéral
- Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)
- D : longueur de fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de $D/B > 6$, et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes.

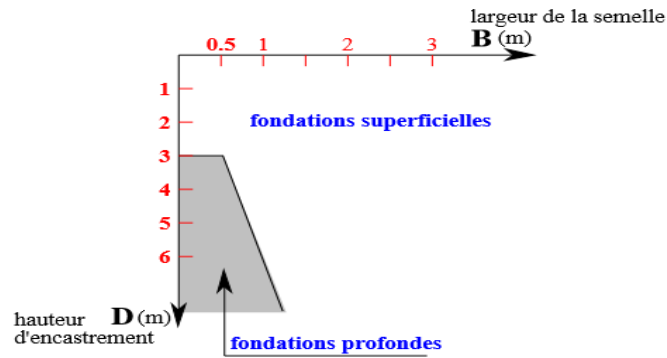


Figure 1.1 : Schéma de la profondeur d'utilisation des fondations profondes. [3]

Les fondations profondes transmettant les charges au sol par deux paramètres qui sont :

- résistance du pointe q_p ,
- frottement latéral q_s .

Avec ces deux paramètres on peut calculer la charge maximale et les déplacements de pieu. [2]

1.3 Notion de la capacité portante verticale d'un pieu isolé

Pour le calcul des pieux sous charges axiales, on distingue 2 types de charge limite :

- la charge limite de pointe Q_p qui représente le poinçonnement du sol sous la base du pieu.
- la charge limite Q_s mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.

La charge verticale limite Q_l d'un pieu résulte de la mobilisation d'une pression verticale limite q_l en pointe, et des contraintes de frottement latéral limite $q_s(z)$ le long du fût du pieu, qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces 2 charges limites. Comme le schématise à la figure 1.2.

$$Q_l = Q_p + Q_s = S q_l + P \int_0^D q_s(z) dz \quad (1.1)$$

P et S sont respectivement le périmètre du fût et l'aire de la section de la pointe de pieu. [4]

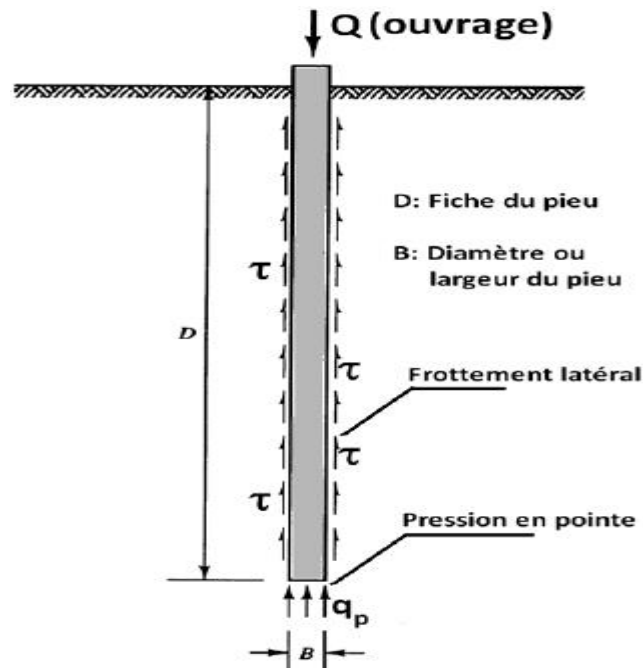


Figure 1.2 : schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale. [5]

1.3.1 Evaluation de la capacité portante verticale d'un pieu isolé

Selon l'Eurocode-7 et le CCTG-93, Fascicule 62, le calcul de capacité portante d'un pieu peut se faire par deux méthodes :

-capacité portante par calcul à la base des paramètres géotechnique

-capacité portante par soit par interprétation des essais de chargement statique ou dynamique en vraie grandeur. [4]

Selon l'Eurocode-7 et le CCTG-93, Fascicule 62, l'évaluation de la capacité portante d'un pieu peut se faire soit par calcul, à la base de paramètres géotechniques mesurés, soit par interprétation des essais de chargement statique ou dynamique en vraie grandeur. [4]

1.3.2 Evaluation de la capacité portante verticale à partir des essais in situ

1.3.2.1 Méthode pressiométrique du fascicule 62 titre-V [8]

Le détail de l'essai est donné en Annexes A.

La méthode de calcul et comme suite :

Etape 1 : calcul la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* .

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \quad (1.2)$$

a : $\max\{B/2 ; 0.50m\}$;

$b : \min\{a ; h\} ;$

h : la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée. En absence de cette couche, h est prise égale à 0.

D : profondeur de la fondation ;

B : largeur ou diamètre du pieu.

Etape 2 : calcule la résistante en pointe :

$$q_l = K_p P_{1e}^* \quad (1.3)$$

K_p est le facteur de portance pressiométrique donnée au tableau 1.1, en fonction de la catégorie du sol et le mode d'installation du pieu dans le sol.

Etape 3 : Déterminer l'effort limite Q_p en pointe, dont l'aire de sa section est S , tel que :

$$Q_p = S q_l \quad (1.4)$$

Etape 4 : A une profondeur donnée, déterminer la contrainte de frottement latéral q_s en fonction de la pression limite nette P_1^* , en choisissant la courbe Q décrivent cette fonction, à partir du tableau 1.2.

La détermination de q_s se fait à partir de la figure 1.4, ou calculée par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe Q , et en exprimant P_1 en MPa :

Tableau 1.1 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique.

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

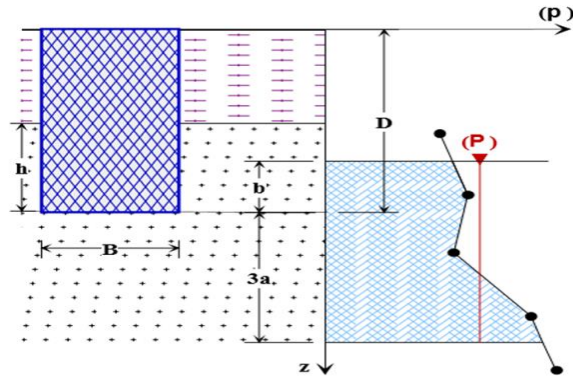


Figure 1.3 : Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

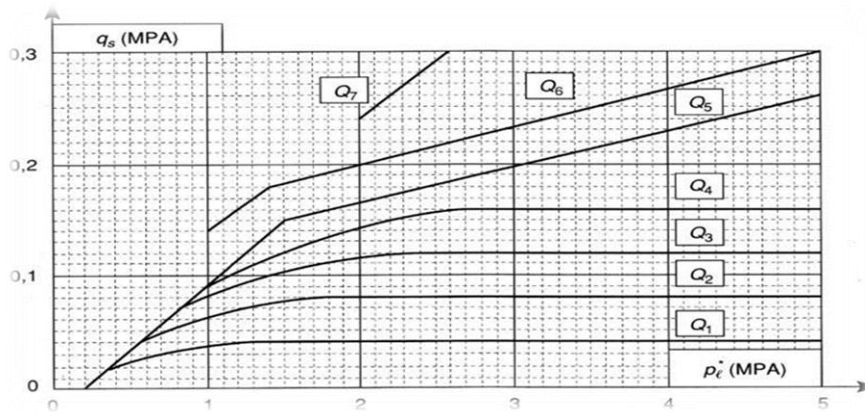


Figure 1.4 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_1^* .

Courbe Q1 à Q4 :

$$q_s(z) = 0.04n \frac{P_1^*(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_1^*(z)}{(1+0.5n)} \right) \quad \text{Si } P_1^*(z) \leq 1+0.5n \quad (1.5)$$

$$q_s(z) = 0.04n \quad \text{Si } P_1^*(z) > 1+0.5n$$

Courbe Q5 :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_1^*(z) - 0.2}{9}, \frac{P_1^*(z) + 3.3}{32} \right\} \quad (1.6)$$

Courbe Q6 :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_1^*(z) + 0.4}{10}, \frac{P_1^*(z) + 4}{30} \right\} \quad (1.7)$$

Courbe Q7 :

$$q_s(z) = \frac{P_1^*(z) + 0.4}{10} \quad (1.8)$$

Tableau 1.2 : Courbe de frottement latéral limite.

	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 tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
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 grandes longueurs (supérieure à 30m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieu. 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.

(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***, **).

Etape 5 : calculer l'effort limite Q_s de frottement latérale limite par :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz \tag{1.9}$$

Etape 6 : calculer la fiche équivalente du pieu, soit D_e, telle que :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz \tag{1.10}$$

On peut effectuer un calcul approché par la méthode des trapèzes :

$$D_e \approx \frac{1}{P_{le}^*} \sum_{z=0}^{z=D} P_l^*(z) \Delta z \quad (1.11)$$

Etape 7 : calculer D_e/B et vérifier que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant :

Fondation profonde pour $D_e/B > 5$.

Fondation semi-profonde pour $1.5 < D_e/B < 5$.

Fondation superficielle pour $D_e/B < 1.5$.

1.3.2.2 Méthode pénétrométrique du fascicule 62-titre V [8]

La méthodologie de calcul est comme suit :

Etape 1 : Calculer la résistance pénétrométrique moyenne q_{cm} , qui est une moyenne pondérée des valeurs de q_c mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ en dessous de la pointe et de b au-dessus (voire figure 1.4) :

$$q_{cm} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (1.12)$$

Etape 2 : plafonner les valeurs de q_c à 1.3 fois q_{cm} c'est-à-dire remplacer toute valeur dépassant $1.3q_{cm}$ par $1.3q_{cm}$ ($q_{cc} = 1.3q_{cm}$).

Etape 3 : recalculer le cas échéant la résistance équivalente par :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad (1.13)$$

On peut utiliser la formule approchée de sommation des trapèzes des mesures de q_c sur la tranche $[D-b, D+3a]$, en considérant un pas ΔZ_i entre deux mesures consécutives :

$$q_{ce} \approx \frac{1}{b + 3a} \sum q_{cc} \Delta Z_i \quad (1.14)$$

Etape 4 : calculer la résistance en pointe par la formule suivante :

$$q_l = K_c q_{ce} \quad (1.15)$$

Le facteur K_c de portance pénétrométrique dépend de la catégorie du sol étudié et du mode d'installation, et est donné par le tableau 1.3.

Etape 5 : déterminer l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est S , tel que :

$$Q_p = S q_l \quad (1.16)$$

Etape 6 : calculer la contrainte de frottement latéral limite q_s à la profondeur z , comme suit :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}, q_s^{\max} \right\} \quad (1.17)$$

Le tableau 1.4 récapitule les valeurs de β et de q_s^{\max} pour quelques configurations courantes.

En absence des valeurs prescrites du coefficient β , il est recommandé de prendre la valeur maximale, soit q_s^{\max} .

Etape 7 : calculer l'effort limite Q_s de frottement latérale limite par :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.18)$$

Etape 8 : calculer la fiche équivalente D_e :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(z) \cdot dz \quad (1.19)$$

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

Etape 9 : calculer D_e/B et vérifier si la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée selon le règlement, comme étant fondation profonde pour $D_e/B > 5$, fondation semi-profonde pour $1.5 < D_e/B < 5$, et fondation superficielle pour $D_e/B < 1.5$.

Tableau 1.3 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique.

Type de sol	Pieu ne refoulant pas le sol (forage, ...)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage,)
Argiles et Limons	0.40	0.55
Sables et Gravier	0.15	0.50
Craies A	0.20	0.30
Craies B	0.30	0.45

Tableau 1. 4 : Valeurs de q_s selon le fascicule 62 (q_s et q_s^{max} en kPa).

		Argile/Limon			Sable/Grave			Craie	
		A	B	C	A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	-	200	200	200	125	80
	q_s^{max}	15	40	40	-	-	120	40	120
Foré tubé	β	-	100	-	250	250	300	125	100
	q_s^{max}	15	40	40	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120	150	300	300	300		
	q_s^{max}	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué	β	-	75	-	150	150	150		
	q_s^{max}	15	80	80	-	-	120		

1.3.2.3 Méthode de calcul à partir de l'essai SPT [8]

- 1) **Règlement Canadien :** La méthode de Meyerhof (1976) est adoptée par le manuel de calcul des fondations CFEM [55], ainsi que les recommandations des travaux publics du Canada [95].

$$Q_l = mN_{spt}^e A_b + nN_s PD \quad (1.20)$$

$m = 0.40$ MPa Pour un pieu battu et 0.12 MPa pour un pieu foré.

N_{spt}^e : Nombre de coups représentatifs au niveau de la pointe. Selon Meyerhof la valeur représentative est la moyenne arithmétique des nombres N_{spt} dans une zone entre $8B$ au-dessus de la base et $3B$ en dessous.

A_b est l'aire de la section de la pointe. Le coefficient n est égal à 2 kPa pour un pieu battu, et 1 kPa pour un pieu foré.

N_s est la moyenne arithmétique des valeurs du nombre N mesuré le long du pieu, et P est le périmètre du pieu.

Les nombres N_{spt} et N_s proviennent, selon ces deux règlements, de la correction des valeurs mesurées N_{spt}^m par l'effet du poids des terres, dans laquelle la contrainte effective σ'_v due au poids des terres est exprimée en kPa :

$$N_{spt} = N_{spt}^m C_N = N_{spt}^m \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} \quad (1.21)$$

Le coefficient C_N est compris entre $0,5$ et 2 . Selon Liabo et Whitman (1986), il faut limiter C_N à 2 pour une profondeur en deçà de 3 m.

- 2) **Règlement Japonais.** Le règlement japonais des ports TSPHF recommande la méthode de Meyerhof pour les pieux battus dans les sols sableux, avec les mêmes valeurs pour les coefficients m et n. le nombre N est calculé comme suit :

$$N = (N_1 + N_2)/2 \quad (1.22)$$

$N_1 = \min$ (N à la pointe du pieu, moyenne des nombres N sur une zone de 2B en dessous de la pointe).

$N_2 =$ Moyenne arithmétique des nombres N sur une zone de 10B au-dessus de la pointe.

Dans des sables fins ou des sables limoneux saturés en dessous de la nappe et ayant des valeurs de N_{spt}^m plus grandes que 15, celles-ci doivent être corrigées par la formule de Terzaghi :

$$N = 15 + \frac{N_{spt}^m - 15}{2} \quad (1.23)$$

1.3.3 Evaluation de la capacité portante verticale à partir des essais de laboratoire

[4]

La méthode ci-après est recommandée par le règlement Français DTU-13.2. La méthodologie de calcul est comme suit :

Etape 01 : calculer la fiche critique D_c du pieu, au-delà duquel la résistance en pointe n'augmente plus avec la profondeur.

$D_c = 6B$ Dans un sol monocouche, et est égal à $3B$ dans un sol multicouche où $\sigma'_v > 100\text{kPa}$.

Dans le cas d'un multicouche où $\sigma'_v > 100\text{kPa}$, la fiche D_c résulte de l'interpolation entre les deux valeurs précédentes de D_c .

Etape 02 : calculer la résistance en pointe comme suit :

➤ **Cas D = D_c**

a) Cas des sols pulvérulents et sols cohérents :

$$q_1 = aN_q^{\max} + \lambda CN_c^{\max} \quad (1.24)$$

$a = 0.05 \text{ MPa}$

λ est un coefficient de forme égal à 1.3 pour les pieux à section circulaire ou carrée.

b) Cas des sols purement cohérents :

$$q_1 = 7\lambda C_u \quad (1.25)$$

N_q^{\max} et N_c^{\max} sont des facteurs des capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne et tabulées au tableau 1.5.

➤ **Cas $D < D_c$**

$$q_l = a \frac{D}{D_c} N_q^{\max} + \lambda C \left[N_c^{\min} + \frac{D}{D_c} (N_c^{\max} - N_c^{\min}) \right] \quad (1.26)$$

N_c^{\min} est le facteur de cohésion minimal donnée par le tableau 1.6.

Tableau 1.5 : Valeurs des facteurs de portance maximum.

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_q^{\max}	1	1.8	3.4	6.5	13	26	57	134	355	1096
N_c^{\max}	7	9.6	13.8	20.6	32	54	97	190	421	1095

Tableau1.6 : Valeurs du facteur de cohésion minimal.

φ'	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_c^{\min}	5.14	6.5	8.5	11.0	15.0	21.0	30.0	46.0	75.0	135.0

Etape 03 : Déterminer l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est S , tel que :

$$Q_p = S q_l \quad (1.27)$$

Etape 04 : calculer la contrainte de frottement latéral limite q_s à la profondeur z comme suit :

a) Cas des sols purement cohérents :

$$q_s(z) = \beta C_u \leq q_s^{\max} \quad (1.28)$$

β est un coefficient adimensionnel, inférieur ou égal à 1, dont les valeurs maximales sont récapitulées au **tableau 1.7**.

q_s doit être plafonnée à une valeur maximale q_s^{\max} en fonction de la nature du sol et du mode d'installation du pieu, selon le tableau 1.8.

b) Cas des sols pulvérulents :

Lors d'un calcul préliminaire, on adopte pour q_s les valeurs maximales q_s^{\max} du tableau 1.8.

Tableau 1.7 : Valeurs maximales du coefficient β .

Type du pieu	Nature du fût de pieu	Valeur max de β
Puits et pieux forés de gros diamètre	Fût en béton	0.6
Pieux forés ou battus	Fût en béton	0.7
	Fût en métal	0.5
Pieux injectés	Faible pression	1.0
	Haute pression	1.5

Tableau 1.8 : Valeurs maximales courantes de q_s (kPa).

Nature du sol	Marge de q_c (MPa)	Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
		Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	0-2.0	15	15	15	15	35	---
Argile de consistance moyenne	2-5.0	35	35	35	35	80	>120
Argile raide à très raide	>5.0	35	35	35	35	80	>200
Limon ou sable lâche	0-2.5	35	35	35	35	80	---
Sable moyennement compact	2.5-10	80	35	80	80	120	>200
Sable compact à très compact	>10.0	120	80	120	120	150	>200
Craie molle	<5.0	35	35	35	35	80	---
Craie altérée fragmentée	>5	120	80	120	120	150	>200

c) Cas des sols intermédiaires (sols cohérents) :

On adopte la méthode de calcul du sol qui se rapproche le plus du sol étudié (cas a ou b).

Etape 05 : calculer l'effort limite Q_s de frottement latéral limite par :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.29)$$

1.3.4 Evaluation de la capacité portante verticale à partir des essais de chargement

Un essai de chargement vertical d'un pieu consiste à appliquer sur la tête du pieu une charge Q et à mesurer les déplacements correspondants v_0 de sa tête, comme schématisée à la figure 1.5. [6]



Figure.1.5 : Essai de chargement vertical d'un pieu. [7]

Si le pieu est instrumenté par des extensomètres (jauges de déformation, extensomètre amovible, etc.), on peut mesurer les efforts le long du fût, déterminer ainsi les efforts Q_S et Q_P et en déduire ainsi la capacité portante, conformément à l'équation (1.1). Si le pieu d'essai est seulement instrumenté par des comparateurs pour la mesure du tassement, on peut interpréter la courbe de chargement obtenue pour une estimation globale de la capacité portante, à partir d'une des méthodes résumées au tableau 1.9. [4]

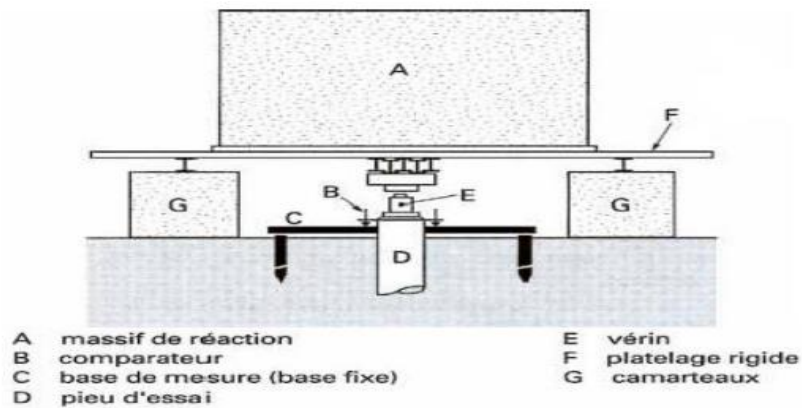


Figure 1.6 : Représentation schématique d'un essai de chargement vertical de pieu. [6]

Tableau 1.9 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumenté. [4]

N°	Méthode	Procédure	Référence
1	Ajustement hyperbolique	Ajuster la courbe $Q = f(V_0)$ par la fonction hyperbolique : $Q = \frac{v_0}{a+bv_0}$ $K_V = 1/a$: Pente initiale de la courbe $Q_1 = 1/b$: Effort vertical limite	Duncan et Chang (1970)
2	Critère de la tangente	Tracer la tangente à la courbe à l'origine Tracer la tangente de pente de 7 KN/mm Q_1 Est l'intersection des deux tangentes	Butler et Hoy (1977)
3	Critère de 80%	Tracer la courbe $V_0^2/f(V_0)$ Ajuster l'allure linéaire par une droite : $a + bV_0$ L'effort vertical limite est : $Q_1 = 0.5/(a \cdot b)^{1/2}$	Hansen (1936)
4	Critère de la valeur limite	Utiliser les unités mm et kN dans ce qui suit. Tracer la courbe $Q = f(V_0)$ et la droite de compression élastique du pieu dont la pente est $\pi E_P B^2/4/L$. Tracer une droite parallèle à la première et passant par le point $(3.75+B/120, 0)$ L'intersection avec la courbe $Q - V_0$ donne Q_1	Davisson (1972)
5	Critère conventionnel	Q_1 Correspond à un tassement en tête de $B/10$	

1.4 Notion de la capacité portante horizontale d'un pieu isolé

La capacité portante horizontale d'un pieu peut être évaluée selon deux grandes catégories de méthodes : la première est basée sur l'interprétation d'un essai de chargement horizontal d'un pieu en vraie grandeur, et la seconde est celle des méthodes de calcul à la base de paramètres géotechniques mesurés. [4]

1.4.1 Evaluation de la capacité portante horizontale à partir des essais de chargements horizontaux

Comme le schématise la figure (1.7), l'essai consiste à appliquer par le biais d'un vérin des incréments de charge latérale en tête du pieu, et à mesurer les déplacements et/ou les rotations correspondantes. L'essai selon la norme française NF P 94-151 consiste à appliquer des incréments de charge horizontale, chacun durant 30 minutes. L'essai est arrêté dès qu'on atteint un déplacement horizontal Y_0 du pieu en surface du sol égal à 10% de B , ou à 1.5 fois le déplacement horizontal toléré par l'ouvrage en service.

Si le pieu d'essai est simplement instrumenté par des comparateurs pour la mesure de déplacement du pieu, on peut interpréter la courbe de chargement, c'est -à-dire l'effort appliqué H en fonction du déplacement en tête du pieu Y_H à partir d'une des méthodes résumées au tableau 1.10. [4]

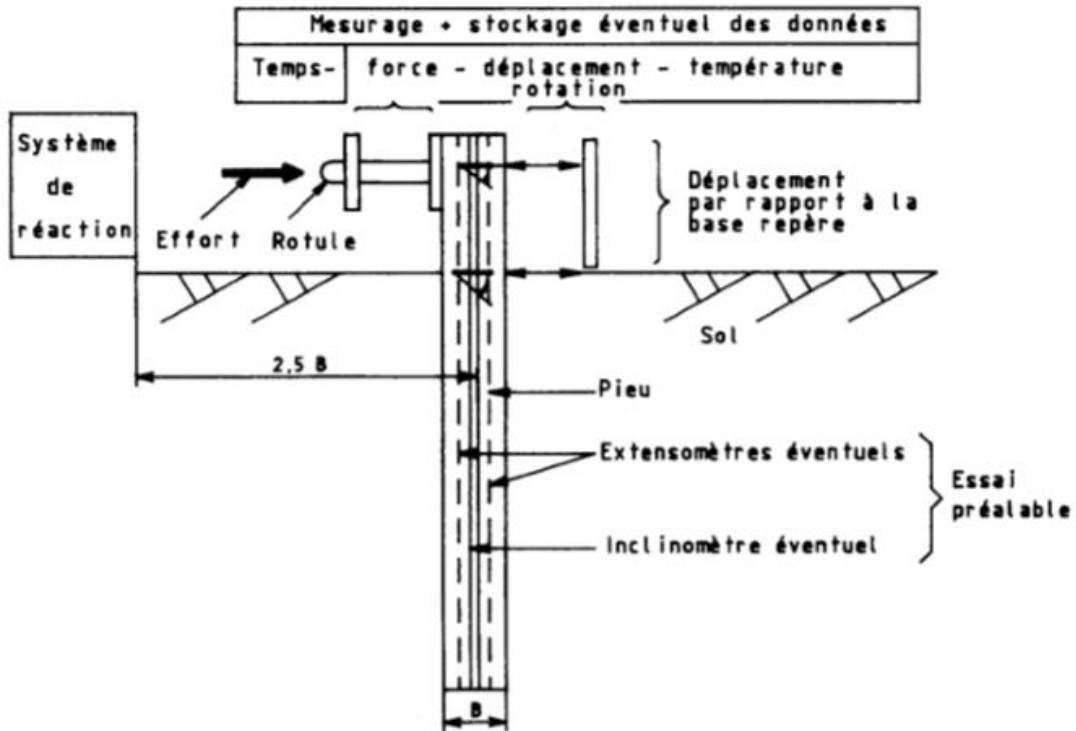


Figure 1.7 : Représentation schématique d'un essai de chargement horizontal de pieu. [5]



Figure 1.8 : Essai de chargement horizontal d'un pieu. [7]

La courbe de chargement, selon l'expérience des essais de chargement de pieux, a une allure hyperbolique décrite par l'équation suivante et schématisée à la figure (1.9) :

$$H = \frac{y_0}{\frac{y_0}{H_u} + \frac{1}{K_H}} \quad (1.30)$$

L'ajustement de la courbe par l'équation (1.30), à la base de la méthode des moindres carrés, permet d'obtenir selon le critère hyperbolique mentionné au tableau 1.10, la capacité portante horizontale H_u .

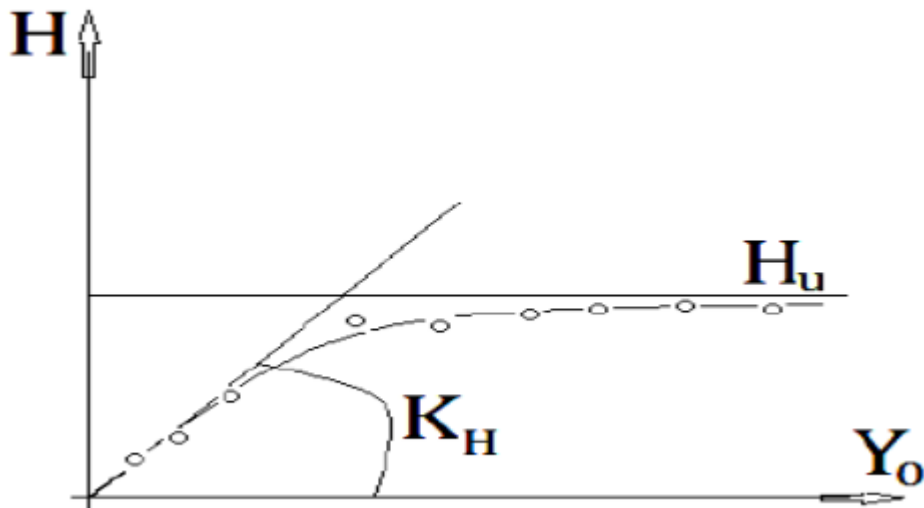


Figure 1.9 : Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement. [4]

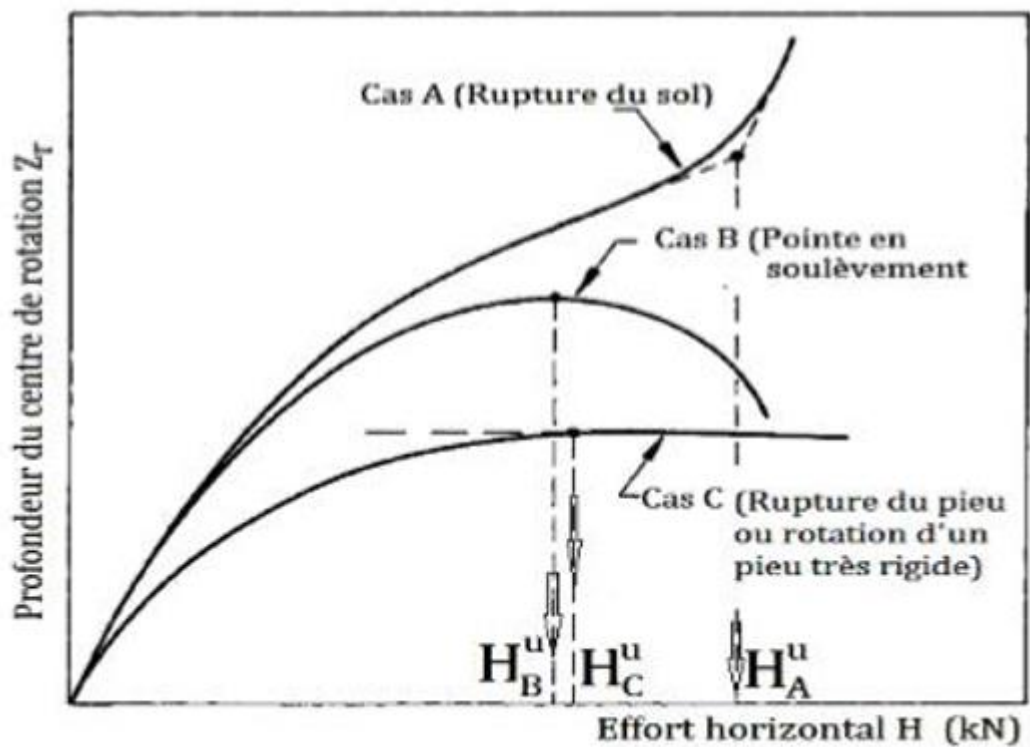


Figure 1.10 : schéma des différents cas de rupture du système pieu/sol. [4]

Tableau 1.10 : Listing des méthodes d'interprétation des courbes de chargement. [4]

N°	Méthode	Critère de H_u	Référence
1	Ajustement hyperbolique	H_u est l'asymptote horizontale de la courbe de chargement (figure 1.9)	Duncan & Chang (1970)
2	Centre de rotation	Retenir les valeurs H_u^A , H_u^B ou H_u^C selon les cas (figure 1.10)	EPRI (1988)
3	Courbe bi-logarithmique	H_u correspond au chargement de pente de la courbe $\text{Log}(H)$ en fonction de $\text{Log}(Y_H)$	Slack et Walker (1970)
4	Déplacement en tête	H_u correspond à un déplacement Y_H de 2% de B (B : diamètre du pieu)	[101]
5	Déplacement en tête	H_u correspond à Y_H égal à 5% de B	[101]
6	Déplacement en tête	H_u correspond à Y_H égal à 10% de B	[101]
7	Déplacement en tête	H_u correspond à Y_H égal à 20% de B	Broms (1964)
8	Déplacement en tête	H_u correspond à Y_H égal à 6 mm	Mc Nulty (1956)
9	Déplacement en tête	H_u correspond à Y_H égal à 8 mm	[101]
10	Déplacement en tête	H_u correspond à Y_H égal à 13 mm	[106], [107]
11	Déplacement en tête	H_u correspond à un déplacement Y_H de 25 mm	[108]
12	Rotation en tête	H_u correspond à une rotation Y_H' de 2°	Davidson et al (1982)
13	Rotation en tête	H_u correspond à $Y_H' = 5^\circ$	Ivey & Dunlap (1970)

1.4.2 Evaluation de la capacité portante horizontale basée sur les essais de laboratoire

Comme on peut le constater, il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la force horizontale notamment :

1.4.2.1 Méthode de Hansen (1961) [4]

Un des avantages de cette méthode est qu'elle traite le cas plus général d'un sol cohérent.

La résistance latérale du sol autour d'un pieu rigide est telle que :

$$P_U(z) = [(q_0 + \sigma'_{v0})K_p + CK_c]B \quad (1.32)$$

K_p et K_c Sont des facteurs de résistance latérale dépendant de la profondeur relative z/B et de l'angle de frottement du sol, et q_0 est une éventuelle surcharge verticale appliquée en surface. Les facteurs K_p et K_c sont tirés respectivement des figures 1.11 et 1.12.

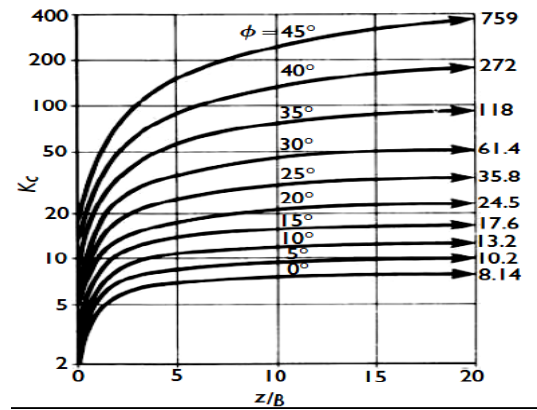
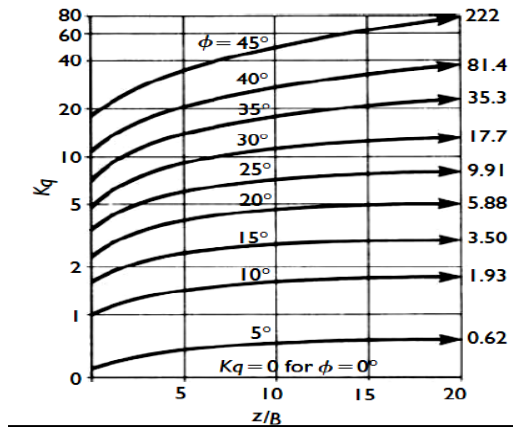


Figure 1.11: Abaques des facteurs K_p .

Figure 1.12 : Abaques des facteurs K_c .

1.4.2.2 Méthode de Broms (1964) [4]

Cas d'un sol purement cohérent

a) Cas d'un pieu libre en tête

Tel que schématisé à la figure 1.13, l'effort limite H_u est atteint dans un pieu rigide par mobilisation de la résistance latérale du sol $P_u(z)$ le long du pieu, et dans un pieu flexible lorsque le moment fléchissant maximum M_{max} est égal au moment ultime du matériau du pieu, soit M_e .

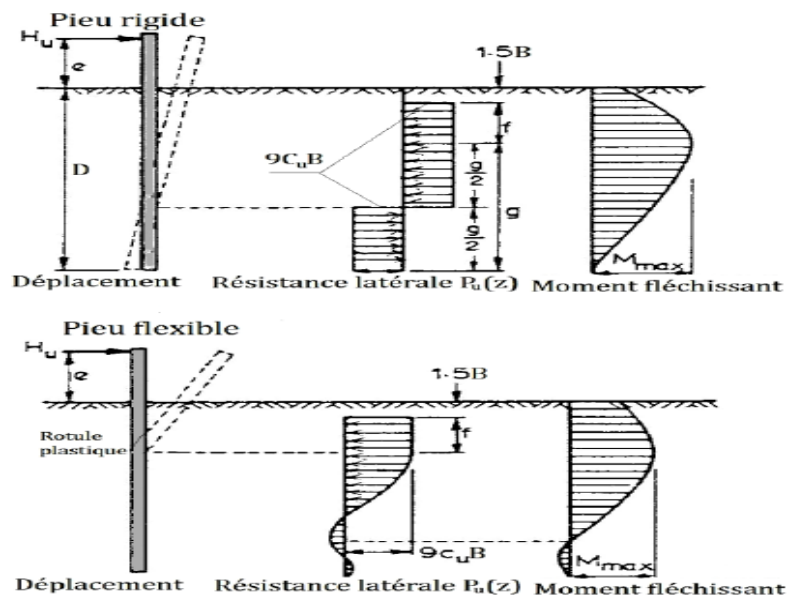


Figure 1.13 : Schéma d'équilibre d'un pieu sous chargement latéral. [5]

La figure 1.14 permet de déterminer H_u en cas d'un pieu rigide ou flexible, en procédant selon la méthodologie suivante :

Etape 1 : Considérer le pieu comme étant rigide et déterminer H_u de l'abaque de la figure 1.14,

Etape 2 : Calculer la profondeur f comme suit :

$$f = \frac{H_u}{9C_u B} \quad (1.33)$$

Etape 3 : calculer le moment maximum dans le pieu :

$$M_{\max} = H_u(e + 1.5B + 0.5f) \quad (1.34)$$

Etape 4 : Déterminer le moment de flexion ultime M_e . Si M_{\max} est inférieur à M_e l'hypothèse du pieu rigide est valable, sinon le pieu est plutôt flexible et l'effort H_u , correspondant dans ce

cas à $M_{\max} = M_e$, est déterminé de l'autre abaque de la figure 1.14.

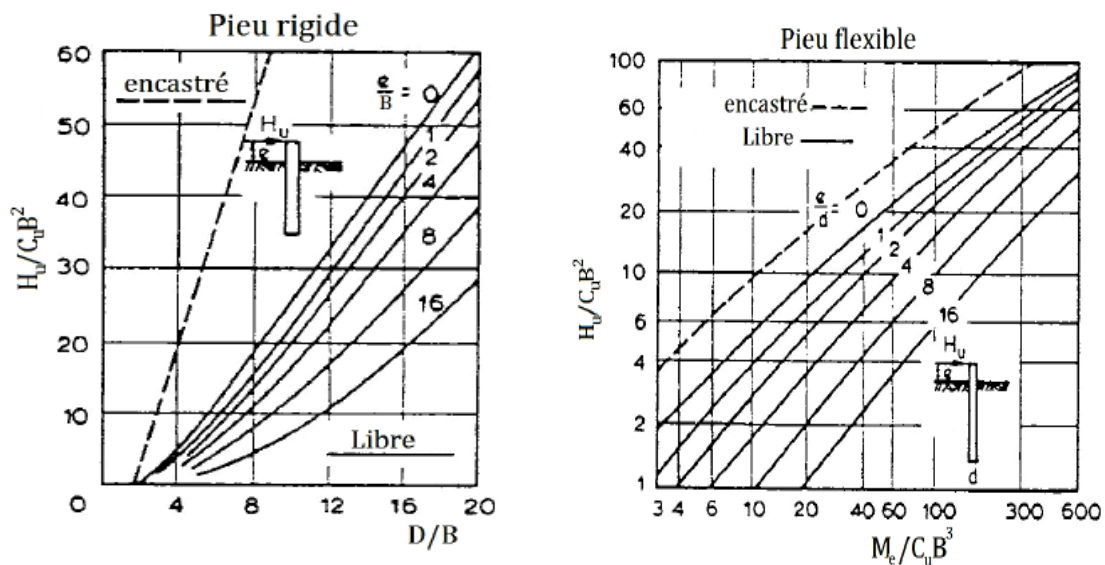


Figure 1.14 : Détermination de l'effort H_u dans un sol purement cohérent. [5]

b) Cas d'un pieu encastré en tête :

En cas d'un pieu encastré en tête, comme le montre la figure 1.15, on distingue différents profils de résistance latérale en fonction de la rigidité relative pieu/sol. La figure 1.14. Sert à déterminer l'effort H_u selon que le pieu encastré en tête est rigide ou flexible. La méthodologie des calculs est comme suit :

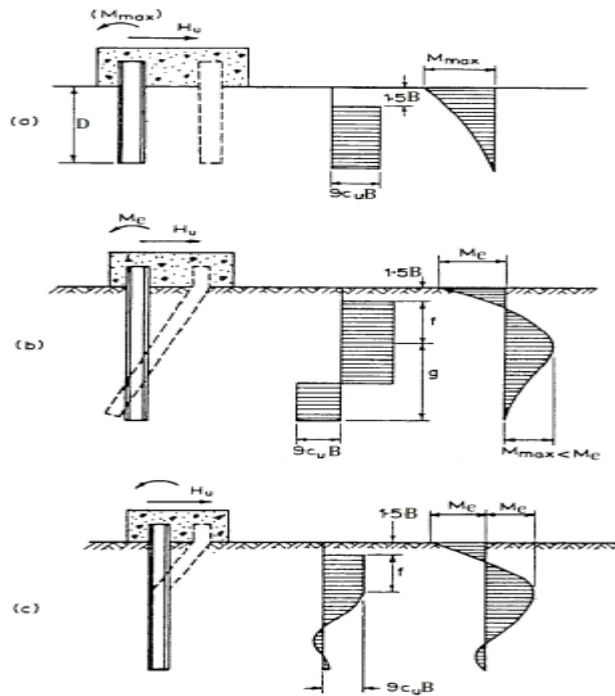


Figure 1.15 : Comportement d'un pieu encastré en tête dans un sol purement cohérent (a : pieu rigide, b : pieu intermédiaire et c : pieu flexible). [4]

Etape 1 : supposer que le pieu est rigide et déterminer de la figure 1.14 l'effort H_u ,

Etape 2 : calculer le moment maximum dans le pieu :

$$M_{\max} = H_u(0.5D + 0.75B) \quad (1.35)$$

Etape 3 : Si le moment maximum, d'ailleurs localisé en tête du pieu, est inférieur à M_e l'hypothèse du pieu rigide est valable, sinon supposer que le comportement du pieu est intermédiaire et calculer M_{\max} , situé selon la figure 1.15 à la profondeur $(f+1.5B)$,

Etape 4 : Si M_{\max} est inférieur à M_e l'hypothèse est valide, sinon le pieu est plutôt flexible et l'effort H_u causant la rupture du pieu est déterminée en fonction de M_e à partir de l'abaque de la figure.1.14.

Cas d'un sol pulvérulent

a) Cas d'un pieu libre en tête

La figure 1.16, illustre les comportements extrêmes du pieu en fonction de la rigidité relative pieu/sol. En cas d'un pieu rigide, la contre-butée est remplacée en pointe par une force concentrée, soit F .

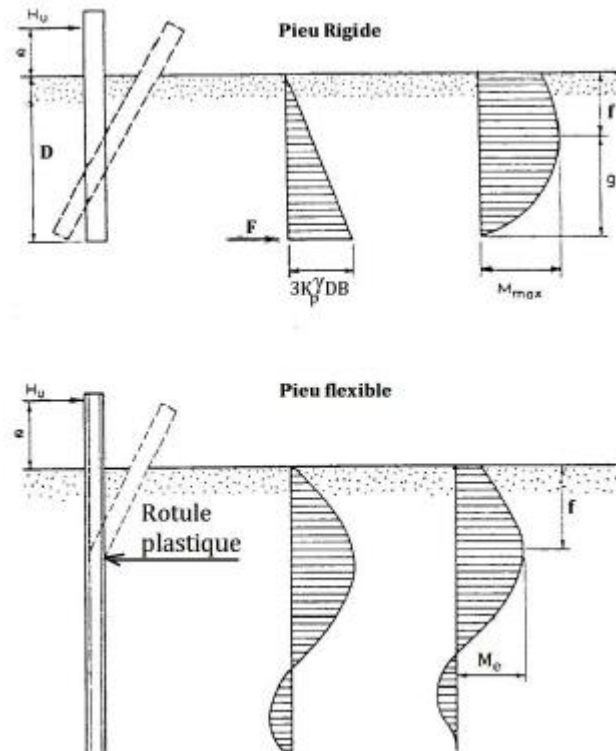


Figure 1.16 : Comportements extrêmes du pieu libre en tête dans un sol pulvérulent. [5]

Etape 01 : supposer au préalable que le pieu est rigide et déterminer H_u de la figure 1.17

Etape 02 : Calculer la profondeur f du moment maximum comme suite :

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{H_u}{BK_p \gamma}} \quad (1.36)$$

Etape 03 : calculer le moment maximum :

$$M_{\max} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (1.37)$$

Etape 04 : Comparer M_{\max} à M_e du pieu. Si $M_{\max} < M_e$ l'hypothèse du pieu rigide est valide, sinon on détermine de l'abaque relative au pieu flexible de la figure 1.17 l'effort H_u en fonction de M_e .

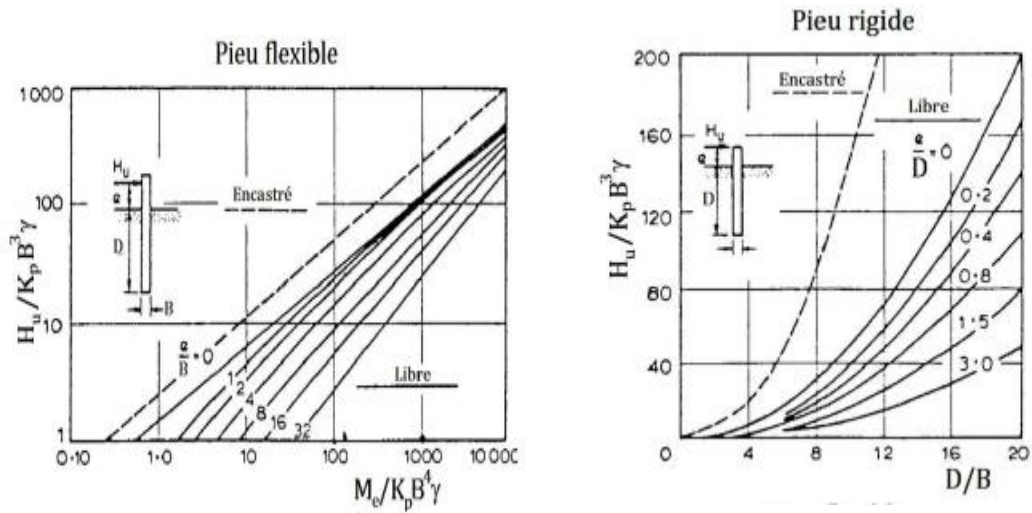


Figure 1.17 : Détermination de l'effort H_u dans un sol pulvérulent. [5]

Cas d'un pieu encastré en tête

Comme le schématise la figure 1.18 trois comportements du pieu sont possibles : pieu rigide, intermédiaire ou flexible. La démarche des calculs est comme suit :

Etape 01 : supposer que le pieu est rigide et déterminer de la figure 1.17 l'effort H_u ,

Etape 02 : calculer le moment maximum dans le pieu :

$$M_{\max} = \frac{2}{3} H_u D \tag{1.38}$$

Etape 03 : si le moment maximum en tête du pieu, est inférieur à M_e l'hypothèse du pieu rigide est justifiée, sinon considérer que le comportement du pieu est plutôt intermédiaire et calculer H_u selon la figure 1.18-b. à partir de l'équation suivante :

$$M_e = 0.5 K_p \gamma B D^3 - H_u D \tag{1.39}$$

Etape 4 : calculer la profondeur du moment M_{\max} à partir de l'équation 1.36.

Etape 5 : Si M_{\max} localisé à la profondeur f est inférieur à M_e l'hypothèse du pieu intermédiaire est valide, sinon le pieu est plutôt flexible et l'effort H_u causant la rupture du pieu est déterminée en fonction de M_e à partir de l'abaque du pieu flexible dans la figure 1.17.

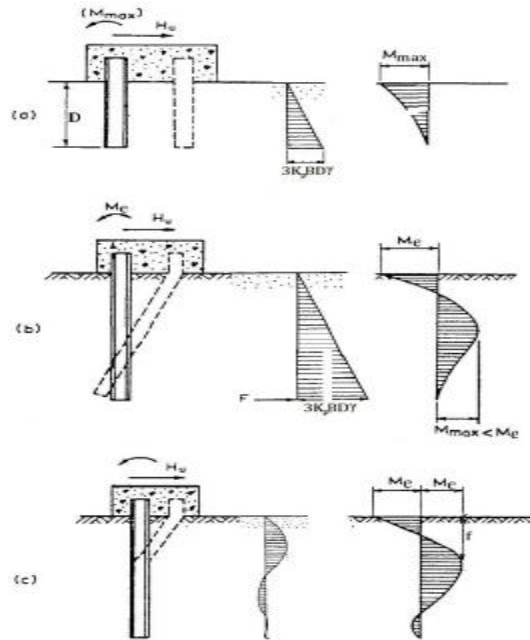


Figure 1.18 : comportement d'un pieu encastré en tête dans un sol pulvérulent (a : pieu rigide, b : pieu intermédiaire et c : pieu flexible). [5]

1.4.2.3 Méthode de Ménard (1962)

Telle que montrée à la figure 1.19, la réaction ultime dans un sol homogène est égale à P_1^*B . En deçà d'une certaine profondeur critique D_c relative au chargement horizontal, les pressions sont à réduire par un facteur λ , afin de tenir compte d'un effet de surface sur les caractéristiques pressiométrique, tel que :

$$\lambda = 0.5 \left(1 + \frac{z}{D_c} \right) \tag{1.40}$$

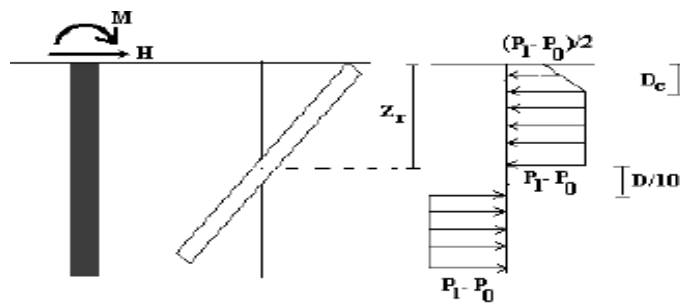


Figure 1.19 : Profile de résistance latérale limite selon Ménard. [5]

Ménard recommande de prendre une profondeur critique égale à 2 diamètres pour un sol cohérent et 4 diamètres pour un sol pulvérulent.

Une zone neutre de passage de la butée à la contrebutée, épaisse de 10% de la fiche D, est introduite pour tenir compte de la faible mobilisation des pressions dans cette zone.

Dans le cas de sol non homogène, la pression limite équivalente est estimée par la moyenne analytique des différentes valeurs de P_1^* :

$$P_{1e}^* = \frac{1}{D} \int_0^D P_1^*(z). dz \quad (1.41)$$

En supposant que la pointe est libre et en négligeant la zone neutre, l'écriture des équations de la statique permet d'établir aisément les formules suivantes :

➤ Pieu chargé par un effort seul ($M=0$) :

$$H_1 = \alpha_1 P_{1e}^* BD \quad (1.42)$$

$$\frac{Z_r}{D} = \left[\frac{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}{12} + \frac{1}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1.43)$$

$$\alpha_1 = -1 - \frac{D_c}{4D} + \frac{2Z_r}{D} \quad (1.44)$$

➤ Pieu chargé par un moment seul ($H=0$) :

$$M_1 = \alpha_2 P_{1e}^* BD^2 \quad (1.45)$$

$$\frac{Z_r}{D} = \left(\frac{D_c}{8D} + \frac{1}{2} \right) \quad (1.46)$$

$$\alpha_2 = \frac{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}{12} + \frac{1}{2} - \frac{\left(1 + \frac{D_c}{4D}\right)^2}{4} \quad (1.47)$$

➤ Pieu charger par un effort à une coté e par rapport à la surface du sol :

$$H_1 = \alpha_1 P_{1e}^* BD \quad (1.48)$$

Z_r/D est la solution de $(Z_r/D)^2 + 2\beta(Z_r/D) + \delta = 0$, avrc :

$\beta = e/D$, $\alpha = D_c/D$ et :

$$\delta = -\frac{\alpha(1+\beta)}{4} - (\beta+1) - \frac{3\alpha\left(1 - \frac{5\alpha}{9}\right)}{4} + \alpha + \frac{1}{2} - \frac{\alpha^2}{2} \quad (1.49)$$

$$\alpha_1 = -1 - \frac{D_c}{4D} + \frac{2Z_r}{D} \quad (1.50)$$

En cas où H et M agissent simultanément en tête du pieu, on doit s'assurer que le point représentatif (M, H) dans le diagramme de la figure 1.20. Est à l'intérieur du triangle limité par les axes et la droite joignant les points $(M_{adm}, 0)$ et $(0, H_{adm})$.

Selon Ménard, la stabilité du pieu vis-à-vis du chargement horizontal du sol est assurée si :

$$H < H_{adm} = H_l/F_s \text{ et } M < M_{adm} = M_l/F_s$$

On prend souvent un coefficient de sécurité F_s égal à 3.

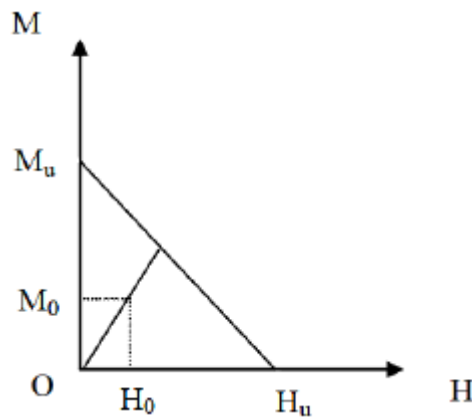


Figure 1.20 : Diagramme de stabilité au chargement latéral. [5]

1.4.2.4 Méthode de Reese (1961) [4]

a) Cas d'un sol sableux

La méthodologie de calcul est la suivante :

Etape 01 : Au préalable calculer les paramètres suivants :

$$\alpha = \varphi/2, \beta = \pi/4 + \varphi/2, K_a = \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) \text{ et } K_0 = 0.4.$$

Etape 02 : calculer la résistance latérale du sol P_u à une profondeur z comme suit :

$$P_u(z) = A_s \cdot \min\{P_{us}, P_{ud}\}$$

$$P_{us} = \gamma z \left[\frac{K_0 \cdot z \cdot \text{tg}\varphi \sin \beta}{\text{tg}(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\text{tg}\beta}{\text{tg}(\beta - \varphi)} (B + z \cdot \text{tg}\beta \cdot \text{tg}\alpha) \right] + \gamma z [K_0 \cdot z \cdot \text{tg}\beta \cdot (\text{tg}\varphi \sin \beta - \text{tg}\alpha) - K_a B] \quad (1.51)$$

A_s Est un facteur, traduisant l'effet de la profondeur, donné par le tableau 1.11.

$$P_{ud} = K_a B \gamma z (\text{tg}^8 \beta - 1) + K_0 B \gamma z \cdot \text{tg}\varphi \cdot \text{tg}^4 \beta \quad (1.52)$$

Etape 03 : Trouver la profondeur Z_d correspondant à l'égalité des deux équations précédentes,

Etape 04 : Calculer l'effort latéral limite à partir des équations de la statique, selon le schéma de la figure 1.21, en supposant la pointe libre :

$$H_u = \int_0^{Z_r} P_u(z) dz - \int_{Z_r}^D P_u(z) dz \quad (1.53)$$

$$H_u e = - \int_0^{Z_r} P_u(z) z dz + \int_{Z_r}^D P_u(z) z dz \quad (1.54)$$

Une intégration numérique (par la méthode des trapèzes par exemple) des deux équations précédentes permet de déterminer deux inconnues : la profondeur Z_r du centre de rotation et l'effort H_u .

Tableau 1.11 : Valeurs du coefficients A_s .

z/B	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	≥ 4.0
A_s	2.82	2.46	2.10	1.74	1.44	1.26	1.08	0.96	0.88

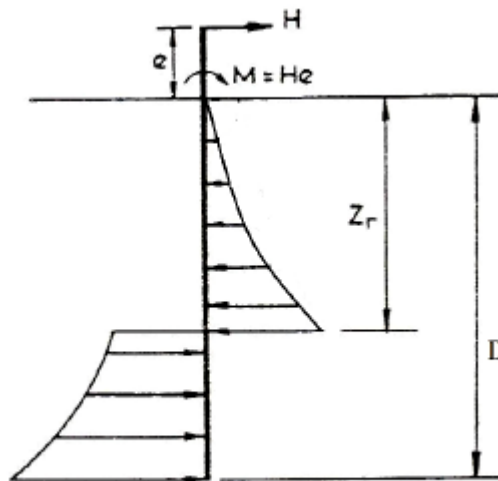


Figure 1.21: schéma de mobilisation de la résistance latérale du sol. [5]

b) Cas d'un sol argileux

➤ Argile saturée normalement consolidée

La résistance latérale à court terme d'un tel sol est telle que :

$$P_u(z) = \min \left\{ 9, \left(3 + \frac{\gamma' z}{c_u} + 0.5 \frac{z}{B} \right) \right\} c_u B \quad (1.55)$$

L'utilisation des équations (1.50) et (1.51) permet de déterminer l'effort limite H_u .

➤ Argile saturée surconsolidée

On calcule la résistance latérale $P_u(z)$ à court terme en considérant la plus petite des valeurs de P_{us} et P_{ud} à une profondeur z donnée :

$$P_{us} = 2C_{um}B + \gamma' Bz + 2.83C_{um}z \quad (1.56)$$

$$P_{ud} = 11C_uB \quad (1.57)$$

C_{um} est la cohésion non drainée moyenne le long de z .

L'effort limite H_u est déterminé à partir des équations (1.52) et (1.53).

1.5 Tassement des pieux

Pour le calcul de tassement on utilise des différentes méthodes est on peut le subdivisé en quatre catégories principales :

- Méthodes empiriques.
- Méthode de la théorie d'élasticité.
- Méthode de théorie de transfert de charge.
- Méthode numérique.

1.5.1 Méthode empirique

Ces méthodes, permettant une estimation du tassement, sont basées sur la compilation d'un nombre de constations sur les pieux.

On note à ce titre, la recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête du pieux dans un sol pulvérulent. (COG)

$$V_0 = \frac{B}{100} + \Delta L \quad (1.58)$$

$\Delta L = QD/SE_p$ est le raccourcissement élastique du pieux, E_p , D , S étant respectivement le module d'Young du matériau de pieux, sa fiche et l'air d'une section transversale.

Meyerhof (1956) a proposé de calcule empiriquement le tassement d'un pieux isolé, quel que soit le type de sol comme suit :

$$V_0 = B/(30F_s) \quad (1.59)$$

F_s Étant le coefficient de sécurité pris généralement égale à 3.

Suit à l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu isoler sous une charge vertical égale à $0.7Q_c$ par :

$V_0/B = 0.6 \%$ Pour les pieux forés,

$V_0/B = 0.9 \%$ Pour les pieux battus.

Ces méthodes ont un intérêt limité à la phase préliminaire d'un projet de fondation, et doivent être suivies, dans un stade avancé du projet par une analyse plus rigoureuse des déplacements du pieu.

1.5.2 Méthodes de la théorie d'élasticité

Le système pieu/sol est supposé ayant un comportement élastique isotrope. Parmi les approches les plus utilisées, notons celles de Poulos (1968), Butterfield (1978) et Randolph (1978). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale entrée dans un massif élastique semi-infini. Le tassement en tête du pieu est donné en général par :

$$V_0 = \frac{Q_v I_v}{E(D).B} \quad (1.60)$$

I_v , appelé facteur de tassement, dépend de la compressibilité relative pieu /sol, soit $K = E_p/E$, de l'élanement D/B et du coefficient de poisson ν .

Randolph et Wroth (1978) ont présenté une formule analytique du facteur de tassement, valable aussi bien pour un sol homogène (E constant avec la profondeur), que pour les sols de Gibson (variation linéaire du module E en fonction de la profondeur) :

$$I_v = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8}{\pi \xi \lambda (1 - \nu)} \frac{D \tanh(\mu D)}{B \mu D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \xi} + \frac{4 \pi \beta D \tanh(\mu D)}{\alpha B \mu D}} \quad (1.61)$$

Avec

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} \quad (1.62)$$

$$\lambda = 2. (1 + \nu) \frac{E_p}{E(D)} \quad (1.63)$$

$$\alpha = \ln \left[2 \frac{D}{B} (0.25 + (2.5\beta(1 - \nu) - 0.25)\xi) \right] \quad (1.64)$$

$$\mu \cdot D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \cdot \lambda}} \quad (1.65)$$

En cas d'un sol semi-infini (h infini), on prend $\xi=1$, et en présence d'un substratum élastique, caractérisé par un module E_b , le facteur ξ est calculé comme suit :

$$\xi = \frac{E(D)}{E_b} \quad (1.66)$$

Quelques valeurs de I_v sont résumés pour les cas d'un sol homogène et celui de Gibson respectivement dans les tableaux 1.12 et 1.13.

Il faut noter que le tassement à court terme est prépondérant, celui dû à la consolidation étant négligeable et localisé seulement à la base de pieu.

En effet, le tassement du pieu se traduit d'une part par la mobilisation des contraintes de cisaillement le long du pieu, reprises instantanément par le sol, et d'autre part par des contraintes normales à la base, causant une consolidation locale (Poulos,1980)

En cas d'un sol multicouche ou non homogène, Poulos (1980) à recommander de calculer le module équivalent E_{eq} égale à la moyenne analytique des valeurs de E le long de pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E(z) dz \quad (1.67)$$

Cette moyenne aussi être approchée par une moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs de $E(Z)$ le long de pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum E_i \cdot (Z_i - Z_{i-1}) \quad (1.68)$$

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

Les méthodes appartenant à cette catégorie exigent la connaissance des caractéristiques élastique du sol. La difficulté de définition d'un module du fait que celui-ci dépend du chemin des contraintes dans le sol, présente un sérieux inconvénient pour ces méthodes .IL existe toutefois des corrélations empiriques entre le module E et les caractéristiques géotechnique du sol, telles que la cohésion, l'indice de densité, le module pressiométrique ou la résistance pénétrométrique du sol.

On cite à ce titre les recommandations de Frank et Christoulas (1991), suite à l'analyse d'une vingtaine d'essais de chargement de pieu fores en France, quant à la corrélation entre le module d'élasticité et le module pressiométrique :

$E = 4E_m < 60 \text{ MPa}$ pour les pieux travaillant en pointe,

$E = 5E_m < 60 \text{ MPa}$ pour les pieux flottants.

Il est à noter qu'il ne faut pas négliger le contexte géologique locale, ni le niveau de technologie des pieux (installation, essais ...) desquels dépendent ces corrélations empiriques. Une prudence est exigée lors de leur utilisation.

Le module d'élasticité peut se corréler avec la résistance en pointe, dans l'hypothèse d'un sol homogène. Le rapport E/q_c pour un sol normalement consolider est indiqué au tableau 1.12.

Tableau 1.12 : Valeurs de I_v dans un sol homogène $\nu = 0.33$.

$K = E_p/E$		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 1.13 : Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E = mZ$ $\nu = 0.33$.

$K = E_p/E(D)$		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

Pour un sable sur consolidé avec $OCR > 2$, Lunne et Christofersen (1985) recommandent de prendre :

$$E = 5q_c \text{ Pour } q_c < 50 \text{ MPa,}$$

$$E = 250 \text{ MPa Pour } q_c > 50 \text{ MPa.}$$

La large marge du rapport E/q_c , comme le montre le tableau 1.14 n'est pas étonnante du fait que chaque corrélation s'inscrit dans un contexte géologique et géotechnique locale donné. Ceci n'empêche pas de remarquer, mis à part les propositions de Thomas, que le reste des rapports pour le sable fluctue autour d'une valeur moyenne de 2, avec un écart-type de 0.87. Pour l'argile le rapport varie entre 7 et 7.5.

On recommande ainsi un rapport E/q_c égale à 2 pour les sables et 7 pour les argiles. On doit mettre l'accent sur le fait que de tels rapports doivent être utilisés avec prudence et surtout limités à une étude préliminaire des déformations des fondations profondes.

1.5.3 méthodes numériques

Les méthodes numériques deviennent un outil puissant de modélisation des problèmes d'interaction sol/fondation, et il est en plus courant d'avoir le recours à la méthode des éléments finis ou à la méthode des différences finies pour l'analyse de tels problèmes.

L'interaction sol pieu est modélisée par un maillage axisymétrique formé des éléments plans. Le problème est étudié à l'aide de tout programme général de calcul par éléments finis ou par différences finies, mais on assiste aussi ces dernières années à l'émergence de puissants logiciels voués à la modélisation des problèmes géotechniques. Citons à titre d'exemple les logiciels Plaxis 2D, Crisp et Flac 2D.

$$K_v = a E_{sD} B \left(\frac{D}{B} \right)^b K_c \quad (1.69)$$

Tableau 1.14 : valeurs recommandées du rapport E/q_c .

Référence	E/q_c	Remarques
Buisman (1940)	1.50	Sable
De Beer (1967)	1.50	Sable
Dahan (1979)	0.87–1.03	Etude théorique 0.87 pour sol cohérent 1.03 pour sol pulvérulent
Vesic (1970)	$2(1+D_r^2)$	2 pour sable lâche 4 pour sable dense
Schmertmann(1970)	2.0	Essai à la plaque vissée au sable
Trofimenkov (1974)	3.0 7.0	Sable (code russe SNIP) Argile (idem)
Lunne & Christofersen (1985)	4 $(2 + 20/q_c)$ MPa	$q_c < 10$ MPa $10 < q_c < 50$ MPa
Bachelier & parez (1965)	0.8–0.9 1.3–1.9 7.7	Sable Sable limoneuse Argile
Thomas (1968)	3–12	Essai à la chambre de calibration
Bogdanovic (1973)	1.5 1.5–1.8	Sable et gravier sableux ($q_c > 4$ MPa) Sable limoneux saturé ($2 < q_c < 4$ MPa)
Verbrugge (1981)	$2.2 + 3600/q_c$	Pieux forés (q_c en kPa)
De Beer (1974)	$1.6-8/q_c$ 1.5 3.0 1.9 2.0 1.5–2	Sable (pratique Bulgare) Sable (pratique Grecque) $q_c > 3$ MPa (idem) $q_c < 3$ MPa Sable (pratique en Afrique du sud) Sable (pratique en Italienne) Sable (pratique en Anglaise)

1.5.4 Méthodes des courbes $t-z$, $q-z$ ou théorie de transfert des charges

En discrétisant l'interface sol/pieu en une infinité de ressort indépendants, reprenant les contraintes de frottement latérale τ et la pression verticale q_p à la base de pieu, la continuité de sol est ignorée.

Comme le schématiser la figure 1.22 transfert de charge 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 :

$$\tau(z) = B_0(z)V(z) \quad (1.70)$$

$$q_p = \frac{R_0 V(D)}{B} \quad (1.71)$$

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

$$\frac{d^2v}{dz^2} - a^2v = 0 \tag{1.72}$$

$$a = \sqrt{\frac{4 \cdot B_0}{E_p \cdot B}} \tag{1.73}$$

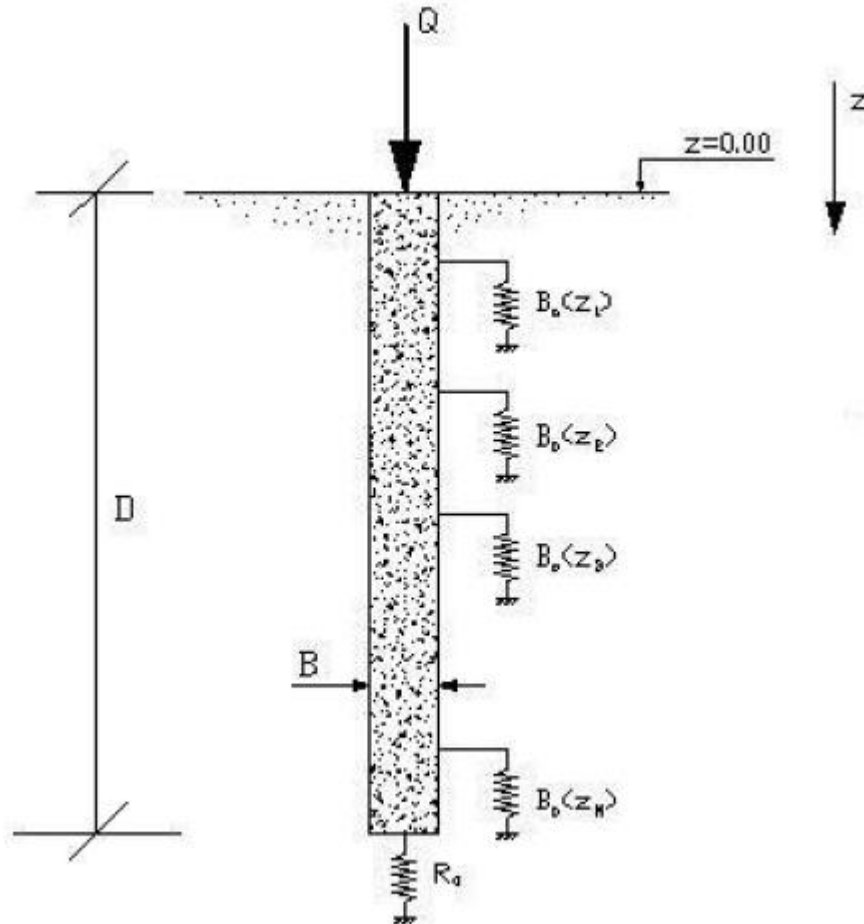


Figure 1.22 : schéma de transfert de charge d'un pieu isolé.

Dans le cas d'un sol caractérisé par B_0 constant avec la profondeur, cette équation ; s'intègre analytiquement et a une solution générale de la forme :

$$V(z) = a_1 \cosh(az) + a_2 \sinh(az) \tag{1.74}$$

En considérant l'équilibre global du pieu sous la force axiale Q , les équations des contraintes de cisaillement le long du fut et de la pression verticale en pointe ainsi que l'équation (1.74), on montre aisément que le tassement en tête du pieu est donné par :

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi B} \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(aD)}{aBE_p}}{(R_0 + aBE_p \tanh(aD))} \tag{1.75}$$

Dans le cas d'un pieu incompressible, la solution précédente devient, en impose :

$$K_p = E_p/E = \infty.$$

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi B (R_0 + 4DB_0)} \quad (1.76)$$

Dans le cas d'un sol multicouche ou d'un sol monocouche non homogène, où le profil $B_0(z)$ est quelconque, le sol est décomposé en un ensemble de tranches suffisamment minces telles qu'on peut supposer que $B_0(z)$ est pratiquement constant dans un segment donné du pieu et l'équation (1.74) peut être intégrée soit par la méthode des différences finies, soit par la solution analytique (équation 1.76) en impose la continuité aux interfaces des tranches.

Cette dernière procédure a été base de plusieurs programmes sur ordinateur tels que PIVER [6] et SETPIL [5].

Certaines auteures ont recommandé des corrélations entre les paramètres B_0 et R_0 et le module d'élasticité du sol. On cite à ce titre, Cassan (1978) qui s'est basé sur le modèle d'une infiniment rigide pour la pointe du pieu pour aboutir à :

$$\frac{R_0}{E} = \frac{6}{1 + \nu} \quad (1.77)$$

Christoulas (1976), à la base du modèle d'un disque infiniment rigide pour la pointe du pieu, trouvée que :

$$\frac{R_0}{E} = \frac{32(1 - \nu)}{\pi(1 + \nu)(3 - 4)} \quad (1.78)$$

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

$$B_0 = \frac{E}{B \left(1.53 \log \left(\frac{2D}{B} \right) + 0.95 \right)} \quad (1.79)$$

Christoulas (1976) a suggéré une expression enveloppe $B_0 = 0.45E$, dans laquelle B_0 et E sont exprimés respectivement en KPa/m et KPa.

Frank et Zhao (1982) ont recommandé de construire les courbes de mobilisation du frottement latéral $\tau=f(\nu)$ et celle de la pression en pointe $q_p = g(\nu(D)/B)$, telles que schématisées à la figure 1.23 avec :

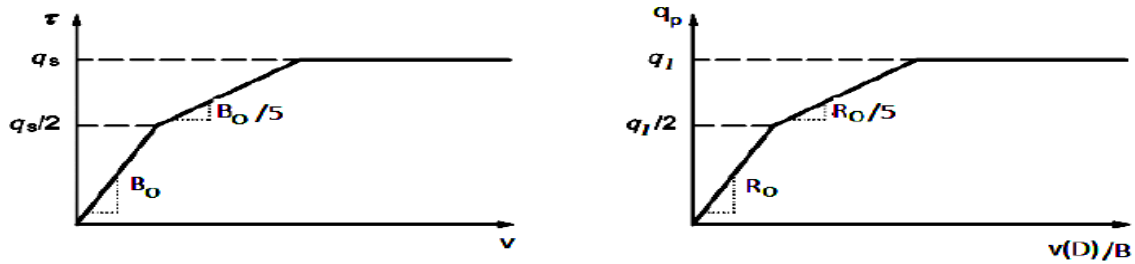


Figure 1.23 : courbe de mobilisation des contraintes à l'interface sol/pieu selon CCTG-93.[5]

$B_0 = 2E_m/B$ et $R_0 = 11E_m$ pour les sols fins,

$B_0 = 0.8E_m/B$ et $R_0 = 4.8E_m$ pour les sols granulaires.

Ces recommandations ont été adoptées par le règlement français de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (CCTG, fascicule 62,1993). Il faut noter que ces recommandations ne sont représentatives que pour des charges inférieures ou égales à $0.7Q_c$ qui représentent le domaine de chargement sur lequel les ont été calées.

Les courbes de transfert de charge ci-dessus étant non linéaire, il est nécessaire d'effectuer un calcul itératif d'équilibre du pieu pour effort donné il est d'usage d'avoir recours à un programme sur ordinateur traitant de la théorie du transfert de charge pour tenir compte de la non-linéarité du comportement de l'interface sol/pieu ainsi que d'une éventuelle hétérogénéité du sol.

1.6 Déflexion d'un pieu chargé latéralement

1.6.1 classification des méthodes d'analyse

Le déplacement latéral d'un pieu peut être déterminé par le biais de l'expérimentation sur pieu, ou par calcul. On classe les méthodes de calcul en quatre catégories, en l'occurrence :

- Méthodes de la théorie de l'élasticité
- Méthodes du module de réaction P-Y
- Méthodes numériques
- Méthode empirique

Dans notre travail on s'intéresse beaucoup plus à la méthode du module de réaction P-Y.

1.6.2 Méthodes du module de réaction (Courbes de réaction P-Y)

a) Principe de transfert de charge

Le sol est assimilé, comme le montre la figure 1.24, en une infinité de ressorts élastique de raideur E_s sur lesquels s'appuie le pieu au cours de son déplacement. Sous une faible charge latérale, une section du pieu à la profondeur z se déplace de y et le sol réagit par une réaction P (force par unité de longueur) telle que :

$$P(z) = E_s(z) \cdot Y(z) \quad (1.80)$$

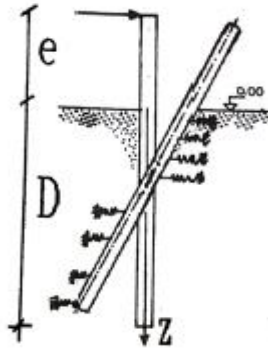


Figure 1.24 : schéma de transfert de charges du pieu au sol par des ressorts de Winkler.[4]

E_s est le module de réaction latérale, défini d'ailleurs dans la figure 1.25 comme étant la pente de la courbe P-Y aux petits déplacements.

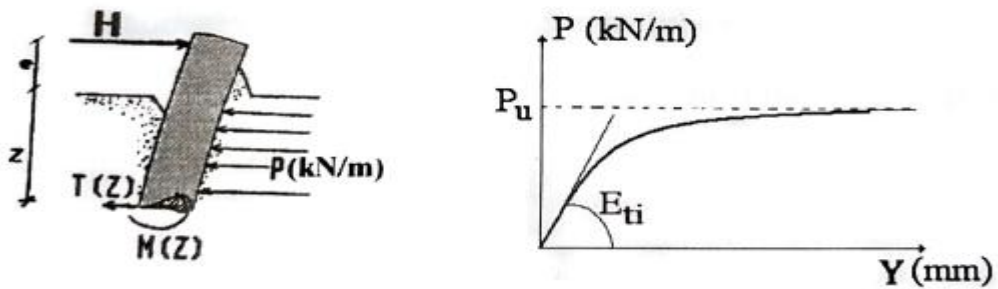


Figure 1.25 : Flexion d'un pieu sous des efforts horizontaux. [4]

b) Equation différentielle de déflexion d'un pieu long et flexible

L'équilibre d'une tranche d'épaisseur infinitésimale d'un pieu flexible se traduit par l'équation différentielle suivante caractérisant la déformée d'une poutre fléchie :

$$E_p I_p \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + E_s(z) \cdot Y(z) = 0 \tag{1.81}$$

b1) solution en cas d'un sol homogène

La solution complète en fonction profondeur, en termes de déplacements et efforts dans le pieu, est regroupée en fonction des conditions aux limites en tête de pieu comme suit :

- Pieu libre en tête chargé par un effort H :

$$Y(z) = \frac{2H}{E_s L_0} A^*(z) \tag{1.82}$$

$$M(z) = H L_0 C^*(z) \tag{1.83}$$

$$T(z) = H D^*(z) \tag{1.84}$$

- Pieu libre en tête chargé par un moment M_0 :

$$Y(z) = \frac{2M_0}{E_s L_0^2} D^*(z) \tag{1.85}$$

$$M(z) = M_0 B^*(z) \tag{1.86}$$

$$T(z) = -\frac{2M_0}{L_0} C^*(z) \tag{1.87}$$

- Pieu encasté en tête (rotation nulle) et chargé par un effort H :

$$Y(z) = \frac{H}{E_s L_0} B^*(z) \tag{1.88}$$

$$M(z) = -\frac{H L_0}{2} D^*(z) \tag{1.89}$$

$$T(z) = H A^*(z) \tag{1.90}$$

La longueur élastique ou longueur de transfert L_0 est telle que :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_s}} \tag{1.91}$$

$$A^* = \exp\left(-\frac{z}{L_0}\right) \cos\left(\frac{z}{L_0}\right) \tag{1.92}$$

$$B^* = \exp\left(-\frac{z}{L_0}\right) \left[\cos\left(\frac{z}{L_0}\right) + \sin\left(\frac{z}{L_0}\right) \right] \tag{1.93}$$

$$C^* = \exp\left(-\frac{z}{L_0}\right) \sin\left(\frac{z}{L_0}\right) \tag{1.94}$$

$$D^* = \exp\left(-\frac{z}{L_0}\right) \left[\cos\left(\frac{z}{L_0}\right) - \sin\left(\frac{z}{L_0}\right) \right] \tag{1.95}$$

Un pieu long et flexible correspond au comportement schématisé de la figure 1.26 et a pratiquement une fiche D supérieure à πL_0 .

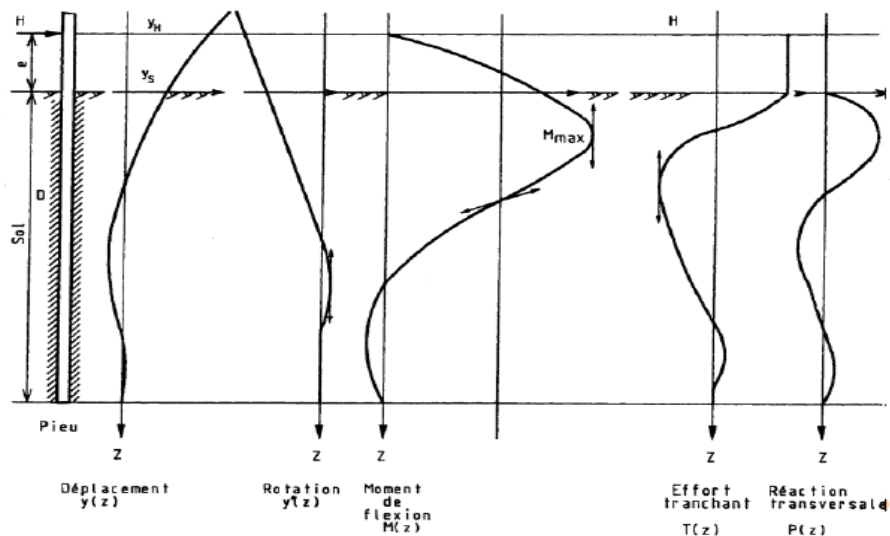


Figure 1.26 : Comportement schématisé d'un pieu long et flexible. [4]

En surface, le déplacement latéral et la rotation d'un pieu libre sont :

$$Y_0 = 2 \frac{H}{E_s L_0} + 2 \frac{M_0}{E_s L_0^2} \quad (1.96)$$

$$Y'_0 = 2 \frac{H}{E_s L_0^2} + 4 \frac{M_0}{E_s L_0^3} \quad (1.97)$$

En cas d'un pieu flexible encastre en tête et charge par un effort :

$$Y_0 = \frac{H}{E_s L_0} \quad (1.98)$$

$$Y'_0 = 0 \quad (1.99)$$

b2) solution en cas d'un sol ayant un profil de module de réaction E_s

Reese et Matlock (1960) ont lancé une étude paramétrique poussée menant à une formulation analytique des déplacements et du moment fléchissant d'un pieu long et flexible en cas d'un sol ayant un profil du module de réaction variant en puissance.

$$E_s(z) = aZ^n \quad (1.100)$$

On retrouve le cas d'un homogène en posant $n=0$ et celui d'un sol de Gibson en posant $n=1$.

$$Y(z) = A_y(z) \frac{HL_0^3}{E_p I_p} + B_y(z) \frac{M_0 L_0^2}{E_p I_p} \quad (1.101)$$

$$M(z) = A_m(z)HL_0 + B_m(z)M_0 \quad (1.102)$$

Les fonction A_y , B_y , A_m et B_m sont regroupées à la figure 1.27 et L_0 est la longueur élastique du pieu donnée par :

$$L_0 = \sqrt[n+4]{\frac{E_p I_p}{a}} \quad (1.103)$$

En surface d'un sol de Gibson ($n=1$), le déplacement latéral et la rotation d'un pieu libre sont :

$$Y_0 = 2.4 \frac{H}{a^{\frac{3}{5}}(E_p I_p)^{\frac{2}{5}}} + 1.6 \frac{M_0}{a^{\frac{2}{5}}(E_p I_p)^{\frac{3}{5}}} \quad (1.104)$$

$$Y'_0 = 1.6 \frac{H}{a^{2/5}(E_p I_p)^{3/5}} + 1.74 \frac{M_0}{a^{1/5}(E_p I_p)^{4/5}} \quad (1.105)$$

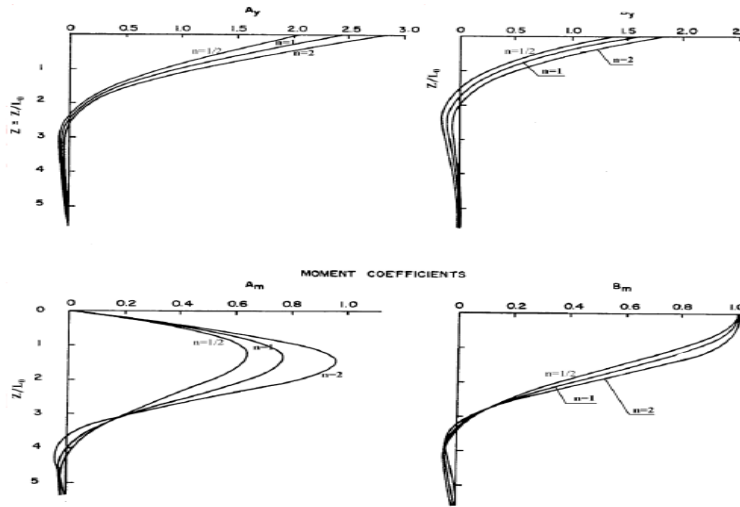


Figure 1.27 : courbes des coefficients A et B de la méthode de Matlock et Reese. [4]

c) Equation de comportement d'un pieu court et rigide

Un pieu court et infiniment rigide effectue un déplacement d'ensemble, décrit par un profil linéaire des déplacements :

$$Y(z) = Y_0 + Y'_0(z) \quad (1.106)$$

Les profile de rotation du moment fléchissant et de l'effort tranchant se déduisent par dérivation successives du profil de déplacement. Il suffit donc d'après l'équation de déterminer Y_0 et Y'_0 .

c1) solution en cas d'un sol homogène

$$Y_0 = \frac{4H}{E_s D} + \frac{6M_0}{E_s D^2} \quad (1.107)$$

$$Y'_0 = -\frac{6H}{E_s D^2} - \frac{12M_0}{E_s D^3} \quad (1.108)$$

Un pieu est considéré comme infiniment rigide si $D < L_0/2$.

c2) solution en cas d'un sol ayant un profile de module de réaction E_s variant en puissance

$$Y_0 = \frac{(h - T_p)(n + 1)(n + 2)^2}{aD^{(n+1)}} - \frac{(n + 1)(n + 2)(n + 3)(M_p M_0 D T_p)}{aD^{(n+2)}} \quad (1.109)$$

$$Y'_0 = -\frac{(H - T_p)(n + 1)(n + 2)(n + 3)}{aD^{(n+2)}} + \frac{(n + 2)^2 (n + 3)(M_p - M_0 - D T_p)}{aD^{n+3}} \quad (1.110)$$

M_p et T_p sont respectivement le moment fléchissant et l'effort tranchant en pointe. On considère en générale les pieux rigides comme étant libres en pointe (M_p et T_p nuls).

d) Equation différentielle d'un pieu semi-rigide

L'équation décrit aussi le comportement en flexion d'un pieu semi-rigide. Ce dernier est caractérisé dans un sol homogène par une fiche située entre $L_0/2$ et πL_0 .

d1) solution en cas d'un sol homogène

Cassan (1978) a présenté une formulée détaillée des déplacements et des effort internes en cas d'un pieu libre en pointe, comme suit :

- Pieu libre en tête charge par un effort H :

$$Y(z) = \frac{2H}{E_s L_0} A^*(z) \quad (1.111)$$

$$M(z) = H L_0 C^*(z) \quad (1.112)$$

- Pieu libre en tête charge par un moment M_0 :

$$Y(z) = \frac{2M_0}{E_s L_0^2} D^*(z) \quad (1.113)$$

$$M(z) = M_0 B^*(z) \quad (1.114)$$

Les fonctions A^* , B^* , C^* et D^* sont représentées graphiquement aux figures suivantes :

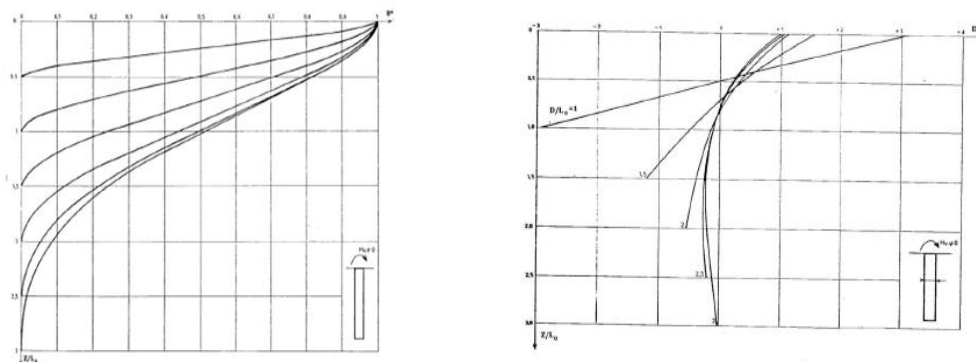


Figure 1.28 : Graphiques de la fonction A^* et B^* . [4]

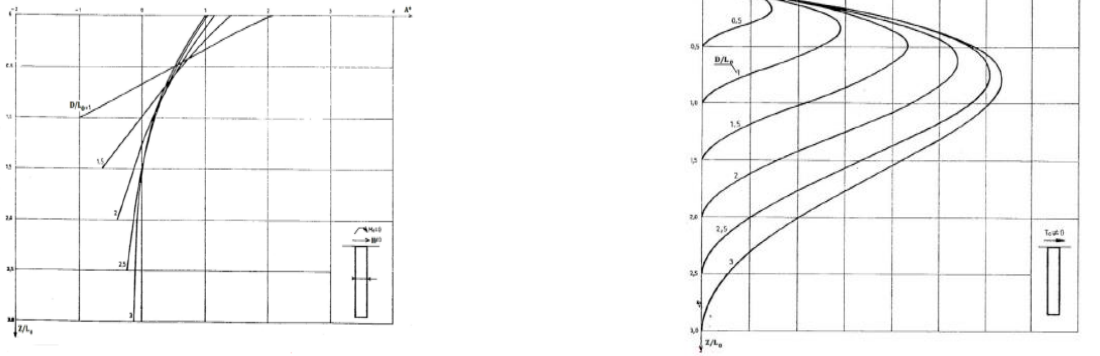


Figure 1.29 : Graphiques de la fonction C* et D*. [4]

d2) solution en cas d'un sol multicouche

La solution de l'équation 1.73 peut être approchée par différences finis (Reese & Matlock, 1960) Ou par la méthode des tranches (Frank et al ,1977).

1.6.3 Paramètre de courbe P-Y

Les paramètre de la courbe P-Y sont le module de réaction latérale initiale E_s et la résistance latérale P_u .

Le module de réaction E_s a été formulée d'une manière originale par Ménard, en imaginant le pieu assimilé à une semelle de largeur B et de longueur infinie dont le déplacement horizontal $y(z)$ est en quelque sorte un tassement " horizontal " de cette semelle. Ainsi, pour un pieu de petit diamètre ($B < B_0 = 0.60m$) :

$$E_s = \frac{18E_m}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} \tag{1.115}$$

Pour un pieu de gros diamètre ($B > B_0$) :

$$E_s = \frac{18E_m}{4B_0(2.65B/B_0)^\alpha + 3B\alpha} \tag{1.116}$$

1.7 Conclusion

Dans ce chapitre une étude bibliographique a été faite, pour le but de calcul de la capacité portante verticale et horizontale à partir des essais géotechniques (in-situ, laboratoire, essai de chargement vertical, essai de chargement horizontal) ainsi que le calcul de tassement et de flexion avec différentes méthodes quand on a cité dans ce chapitre.

2.1 Introduction

Dans ce projet, l'étude du sol est la première étape de travail, qui permet d'obtenir les informations sur les caractéristiques du sol et les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

Dans ce chapitre, nous avons représenté le site de Djamaa El Djazair, lieu des essais de chargement de pieux répartis sur la zone de Minaret, zone A et la zone B. Dans notre étude on s'intéresse à deux zones A2 (la cour) et la zone B (le minaret).

2.2 Localisation du site

Le site du projet, d'une superficie d'une vingtaine d'hectares, situé en plein axe de la baie d'Alger, offre une vue panoramique sur la méditerranée. Le terrain est de morphologie régulière sans déclivité importante et présente une orientation Est/Ouest, favorable pour l'implantation de la Mosquée (Qibla).

Le projet de la grande mosquée est situé dans la localité d'El Mohammadia, dans la wilaya d'Alger. [11]

2.2.1 Topographie du site

Du point de vue topographique, l'assiette du projet présente une légère pente vers le Nord (Voir figure 2.1).

Les coordonnées UTM approximatives du centre du site sont :

$$X = 512\,511.00 \text{ m}$$

$$Y = 4\,064\,916.00 \text{ m}$$



Figure 2.1 : Plan de situation du projet de la grande Mosquée El Djazair. [11]

2.3 Les composantes de la mosquée d'Alger

2.3.1 Le minaret (Bloc B)

Le minaret c'est un élément architectural des mosquées, le plus élevé dépassé tous les bâtiments dans la mosquée il y a une hauteur de 275m et on peut dire que ce minaret est le plus long dans notre pays. Comme représenté à la figure 2.2.

L'architecture de la mosquée est de géométrie carrée reliant la modernité et le traditionnel. Elle évoque le type le plus ancien des mosquées, la mosquée à des colonnes qui s'ouvrent vers le haut comme une fleur tout en offrant un espace pour des conduits techniques.

La conception du minaret a été faite sur la base d'une étude de microzonage menée par le Centre national algérien de recherche appliquée en génie sismique (CGS).

Les fondations du minaret, il y a à partir du niveau zéro trois sous-sols sous forme de cage plus un radier solide et armé de trois mètres et des barrettes en forme de pieux rectangulaires qui sont au nombre de 60 qui descendent jusqu'à 47 m de profondeur, en plus du système de contreventement.

[12]



Figure 2.2 : Le minaret de la mosquée d'Alger. [12]

La mosquée et la cour (Bâtiment A2)

Le bâtiment A est constitué de 2 volumes juxtaposés à base carrée d'environ 145 mètres de cote chacune.

2.3.2 Salle de prières

La mosquée compte une salle de prière d'une superficie de 20 000 m. La nef centrale de cette salle de prière est entourée de colonnades. Dans la partie est de la salle des prières se trouve le mihrab, réalisé en marbre blanc, qui est utilisé par l'imam pour diriger les cinq prières de la journée. Dans cette partie on trouve le minbar. L'agencement architectonique de cette salle repose sur 618 colonnes octogonales blanches comme ce montre à la figure 2.3. Ces colonnes ont été fabriquées et livrées par la société Euro poles. Ces 618 piliers octogonaux en béton, dont les 32 plus grands sont divisés en 3 parties, présentent une longueur totale de 34 m pour un diamètre de 1,62 m. [12]



Figure 2.3 : La salle de prière. [12]

2.3.3 La cour

En accédant par des portes étroites, côté Nord et Sud, le visiteur passe sous les arcades formes de colonnes élancées protégeant du soleil et des intempéries. [12]



Figure 2.4 : La cour de la mosquée d'Alger. [12]

2.4 Sismicité

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation, La région d'Alger est située dans une zone de forte sismicité, située en zone 3 selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003). [11]

2.5 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 (Voir figure 2.4).

La carte géologique d'Alger, à l'échelle 1/50 000,3 montre que le terrain du projet, se situe sur un lambeau d'alluvions anciennes appartenant à la série d'argile caillouteuse de la Mitidja.

Sur ce dépôt du quaternaire repose la série récente comprenant des sables plus ou moins argileux et plus moins rubéfiés.

De point de vue hydrogéologique, le terrain est caractérisé par la très forte perméabilité des alluvions qui constituent un réservoir important. [11]

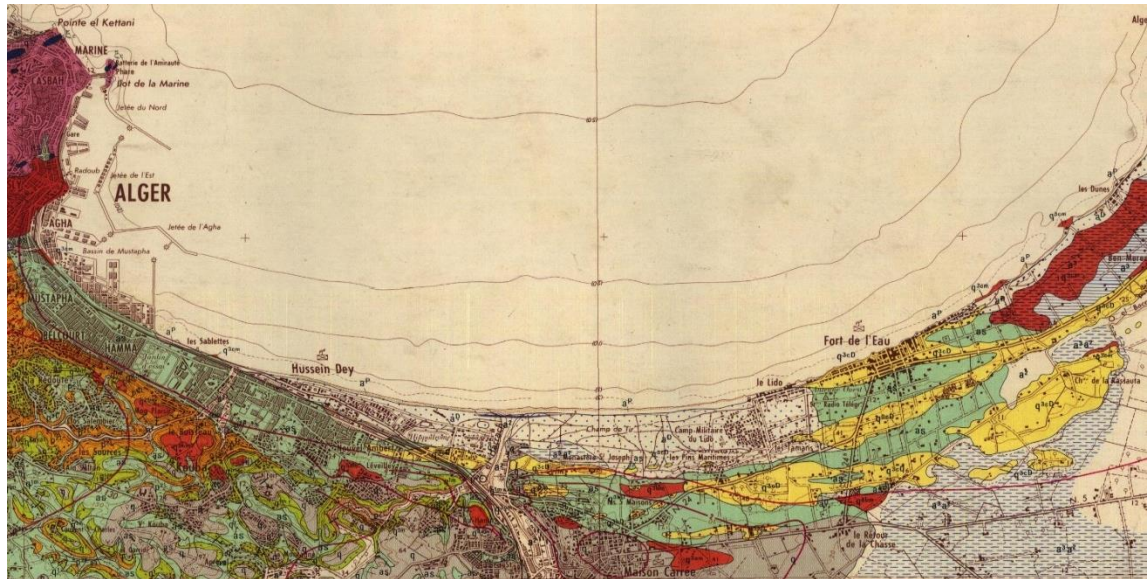


Figure 2.5 : Extrait de la carte géologique D'Alger (A.Aymé, 1964 – 1 / 50 000). [11]

Légende :

TERRAINS SÉDIMENTAIRES

ACTUEL

a^p
Plages

a^d
Dunes actuelles.

E
Eboulis
1. Terrain marne entre Ain Taya et Surocouf
2. Boules de granodiorite sur la plage Ouest de l'Alma-Marine

a^m
1. Dépôts de marais et dépôts lacustres derrière les dunes.
2. Partie du marais de la Ressoult encore inondable ou q^{3m} tantôt affleure, tantôt se trouve à moins d'un mètre.
3. Partie de la Mitidja anciennement marécageuse et souvent inondée.

a^r
Alluvions récentes

q^{3m}
1. Sables plus ou moins argileux et plus ou moins rubéfiés (des Calabrien-Villafrañchien aux temps actuels)
2. Sables roses et graviers siliceux (dépôts de ruissellement, ou N. et au S. du Sahel oriental, postérieurs à q^{3m})
3. Graviers provenant de la désacidification des poudingues marins.
4. Complexes rougeâtres schisto-queyrux résultant probablement de la désacidification de q^{3m}

PLÉISTOCÈNE

q^{3m}
1. Dunes consolidées de la phase de régression postérieure à q^{3m}
2. Dépôts marins comprenant de très petits galets de quartz et des sables
3. Lumachelle à Pectonoles, poudingues et grès marins plus ou moins cimentés.
4. Alluvions anciennes Tyrrhéniens I

q^{3m}
1. Dunes consolidées postérieures à q^{3m}
2. Dépôts marins comprenant de très petits galets de quartz et des sables rouges, des poudingues et des grès grossiers (compris entre 20 et 25 m). Tyrrhéniens I

q^{3m}
1. Dunes consolidées postérieures à q^{3m}
2. Même faciès que q^{3m} (compris entre 35 et 45 m).

q^{2m}
Sables et petits galets de quartz, calcaire peuni plus ou moins argileux (compris entre 50 et 65 m)

q^{1m}
Lumachelle à Pectonoles, poudingues et grès marins

q
Alluvions anciennes (comblement de la Mitidja) Sicilien I

q^{3m}
Calabrien (1)
comprisant des calcaires grossiers à livelles, passant progressivement vers le Sud au Villafrañchien (2) formé de grès tendres et de sable gris

PLIOCÈNE SUPÉRIEUR

Astienn
1. p^{3a} Faciès argileux ou argilo-sableux
2. p^{3b} Faciès gréseux ou argilo-gréseux
3. p^{3c} Faciès calcaire ou calcaire-gréseux
4. p^{3d} Calcaire à Lithothamnées souvent construit (biostrome)

PLIOCÈNE INFÉRIEUR

D³
Pisancien
Marneux ou argileux

MIOCÈNE MOYEN

Vindobonien
1. Marneux ou argileux
2. Marno-calcaire et gréseux.

MIOCÈNE INFÉRIEUR

Burdigalien
1. Faciès argileux
2. Faciès gréseux

TERRAINS MÉTAMORPHIQUES

S
1. Schistes à séricite
2. Calcaire (niveaux lenticulaires dans les schistes)

S_c
1. Micaschistes à biotite fréquemment injectés de pegmatite.
2. Cipolins (en lentilles dans les micaschistes)

ROCHES ÉRUPTIVES

P Rhyolite du Vindobonien
α Andésite quartzique du Burdigalien
γ Granite (tertiaire ?)
γ⁺ Pegmatite dans les micaschistes

2.6 Hydrogéologie régionale

La région d'Alger est caractérisée par plusieurs aquifères à savoir :

- L'aquifère du complexe métamorphique.
- L'aquifère du Tertiaire :

Nappe du plateau mollassique d'Alger.

Nappe de la Mitidja.

- L'aquifère du Quaternaire.

2.7 Investigation géotechnique

Dans cette partie on s'intéresse avec deux zones : la zone A2 qui comporte la salle de prière et la cour et la zone B qui comporte le minaret.

Le programme de reconnaissance établi par le Bureau d'études et exécuté par le groupement LCTP (Laboratoire Central des Travaux Publique) et LNHC (Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction) a comporté les éléments suivants :

- ✓ 8 sondages carottés, notés SC71, SC67, SC68, SC441, SC321, SC63, SC362 et SC352.
- ✓ 6 sondages pressiométriques, notés SP71, SP46, SP31, SP51 et SP33.
- ✓ Essais en laboratoire (essais d'identification et essais mécaniques).
- ✓ 10 points piézométriques.

Le plan d'implantation des sondages se trouve sur l'Annexe B à présenter ici en figure 2.6 et figure 2.7.

Le tableau 2.1 comporte toutes les coordonnées et essais in-situ réalisés. [11]

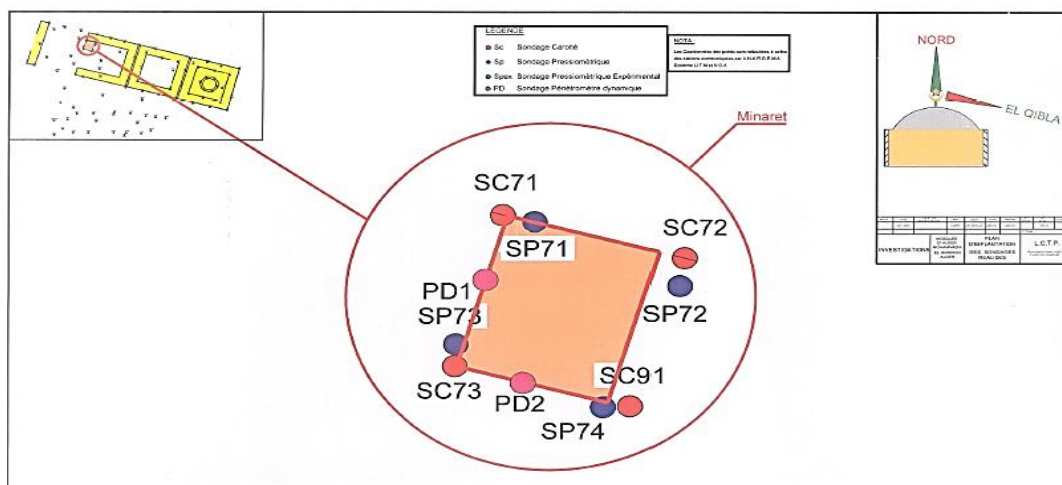


Figure 2.6 : vue en plan des sondages de minaret. [11]

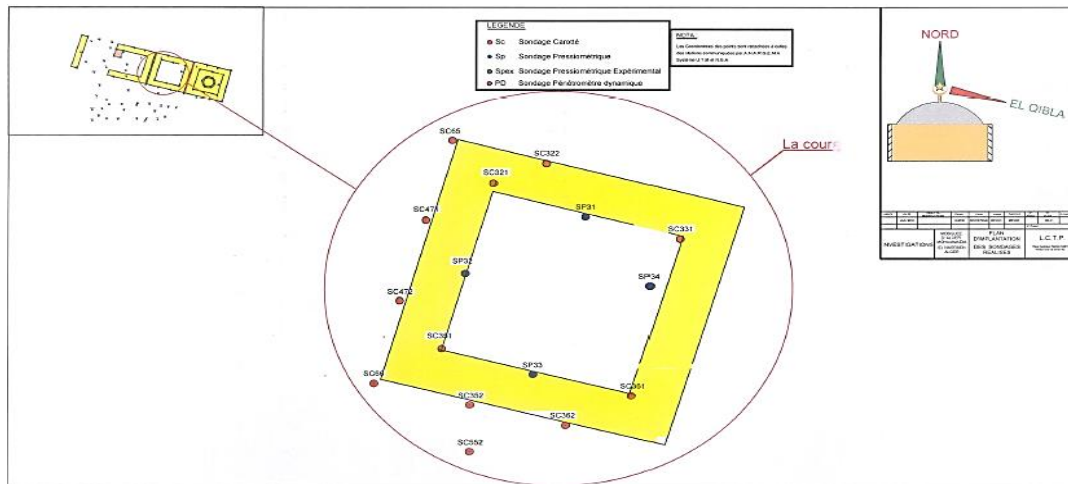


Figure 2.7 : vue en plan des sondages de la cour. [11]

Tableau 2.1 : les coordonnées et essais in situ réalisés. [14]

Sondage N°	Bâtiment	Profondeur(m)	X(UTM)	Y(UTM)	Z(NGA)
SC71	B	70	512 396,894	4 065 076,566	3,96
SC67	B	60	512429.063	4 065 095.64	4.26
SC68	B	60	512 388,182	4 064 951,255	6,41
SC441	B	40	512 361,331	4 064 994,681	5,67
SC321	A1	30	512 571,979	4 065 028,359	4,52
SC63	A2	60	512 698,343	4 065 015,675	3,98
SC362	A1	30	512 608,640	4 064 891,282	7,31
SC352	A1	30	512 560,330	4 064 903,618	6,71
SP71	B	70	512 396,894	4 065 076,566	3,96
SP46	C2	38	512 438,307	4 064 953,257	4,86
SP31	A1	30	512 618,318	4 065 015,450	4,31
SP51	A2	50	512 747,992	4 065 002,352	4,05
SP33	A1	30	512 592,091	4 064 921,711	6,70

2.8 Synthèse des données géotechniques

Les résultats d'essais de laboratoire sont représentés aux tableaux suivants :

- SC 71 :

Tableau 2.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH 1. [11]

Sondage carotté	SC	SC	SC	SC	SC	SC
Z(m)	7 - 12.20	12.20 - 17.30	19.20 - 26.90	26.90 - 28.10	31.30 - 38	38 – 60
Nature de sol	Argile marneuse peu plastique	Marne grisâtre	Sable moyenne à fin	Sable limoneuse	Sable fin peu argileuse	Marne sableuse
$\gamma_d(t/m^3)$			1.73	1.70	1.74	1.69
$\gamma_h(t/m^3)$			2.01	2.02	2.02	2.02
w %	27.72	24.14	10.40	18.14	15.13	17.03
S_r %			77.61	83.13	73.60	87.70
$\gamma_s(t/m^3)$	26.5	26.5	26.5	26.5	26.5	26.5
T(80 μm) %			64.48	46.14	43.46	97.94
L_I %	43.93	42.27	20.15	25.63	27.38	39.18
L_p %	22.44	21.19	12.89	12.31	12.64	17.37
I_p %	17.46	16.25	15.26	13.32	14.37	17.80
I_c %	0.925	1.21	0.78	0.56	1.6	0.97
φ°			21.8			
C' (kPa)			0.92			
φ_u°			14.72			15.93
C_u (kPa)			1.18			0.53
R_c (bars)					1.81	3.35

- SC 68 :

Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH2. [11]

Sondage carotté	SC	SC	SC	SC	SC
Z(m)	3 - 3.45	15 - 15.45	41.10 - 41.43	47.53 - 47.90	58.50 - 58.80
Nature de sol	Sable consolidé	Sable consolidé compacte	Sable consolidé compacte avec passage de grés	Sable consolidé compacte avec passage de grés	Sable consolidé compacte avec passage de grés
γ_d			1.75		
γ_h			2.12	2.16	2.14
w %			21.49		
S_r %			100		
γ_s					
T(80 μ m) %			84.17		
L_I %			26.16		
L_p %			13.47		
I_p %			12.69		
I_c %					
φ°					
C' (kPa)					
φ_u°					
C_u (kPa)					
R_c (kPa)					1.27

- SC 321 :

Tableau 2.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH3. [11]

Sondage carotté	SC	SC	SC	SC	SC
Z(m)	3.45 - 9.45	9 - 9.45	16.5 - 16.95	24.05 - 24.50	26 - 26.20
Nature de sol	Sable lâche	Sable grossier	Sable grossier consolider	Sable grossier consolider	Sable grésifié
γ_d				1.64	1.69
γ_h				1.99	2
w %				20.97	18.33
S_r %				87.45	82.68
γ_s					
T(80 μ m) %	16.32	16.74	8.67	33.89	61.39
L_I %					34.67
L_p %					16.27
I_p %					18.40
I_c %					
φ°					
C' (kPa)					
φ_u°					
C_u (kPa)					
R_c (kPa)					

- SC 63 :

Tableau 2.5 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH4. [11]

Sondage carotté	SC	SC	SC	SC	SC
Z(m)	15 - 15.45	24 - 24.45	43.61 - 44.11	49.50 - 49.95	55 - 55.50
Nature de sol	Sable grossier graveleux avec des galets	Sable grossier graveleux avec des galets	Marne silteuse finement sableuse grisâtre	Marne silteuse finement sableuse grisâtre	Marne silteuse finement sableuse grisâtre
γ_d			1.70		1.81
γ_h			2.06	2.13	2.14
w %			21.19		18.28
S_r %			96.97		99.78
γ_s					
T(80 μ m)%			84.17		98.66
L_I %			29.48		30.91
L_p %			15.37		16.23
I_p %			14.11		14.68
I_c %					
φ°					
C'(kPa)					
φ_u°					
C_u (kPa)					
R_c (kPa)					

- SC 352 :

Tableau 2.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH5. [11]

Sondage carotté	SC	SC	SC	SC
Z(m)	6.40 - 6.70	13 - 13.45	19 - 19.45	26 - 26.45
Nature de sol	Sable grossier	Passage de sable compacte grossier	Sable grossier limoneux	Sable limoneux grossier
γ_d	1.80			
γ_h	2.02			
w %	11.95			
S_r %	64.39			
γ_s				
T(80 μ m)%	65.11	3.68	23.80	19.71
L_I %	38.88			
L_p %	19.54			
I_p %	19.34			
I_c %				
φ°				

2.9 Description des pieux d'essais

Dans le cadre de la réalisation de la Grande Mosquée d'Alger, une série d'essai de chargement statique ont été menés sur pieux forés de 1000 mm de diamètre, et d'une profondeur variable, implantés au niveau de la zone A2 et B.

Dans ce qui suit, il est reporté le dimensionnement statique des éléments structurels et les spécifications techniques pour l'exécution de la structure de réaction des essais de charge à compression verticale et horizontale suivant le tableau suivant :

Tableau 2.7 : les données des pieux d'essai. [16]

	Pieux d'essai	La fiche D (m)	Le diamètre B(m)	Type d'essai	Charge max (kN)	Module d'Young (MPa)	Mode d'installation
MINARET (Zone B)	PV1	51.5	1	Vertical	21800	31000	Foré
	PV2	52.5	1	Vertical	21800	31000	Foré
	PH1	20	1	Horizontal	750	31000	Foré
	PH2	20	1	Horizontal	750	31000	Foré
COUR (Zone A2)	PV3	20	1	Vertical	14300	31000	Foré
	PV4	9	1	Vertical	7500	31000	Foré
	PV5	23	1	Vertical	17300	31000	Foré
	PH3	19.5	1	Horizontal	2400	31000	Foré
	PH4	19.8	1	Horizontal	1200	31000	Foré
	PH5	15.5	1	Horizontal	2400	31000	Foré

La charge maximale d'essai, pour tous les essais, est égale à 150% de la charge limite calculée. Les pieux d'essais ne font pas partie du système de fondations du projet (pieux du bâtiment).

La structure de réaction pour l'essai de chargement vertical est dimensionnée de façon à supporter une charge de 21800 kN, charge maximale d'essai fixée pour les pieux PV1 et PV2.

La disposition en plan des pieux d'essai est montrée sur les schémas suivants :

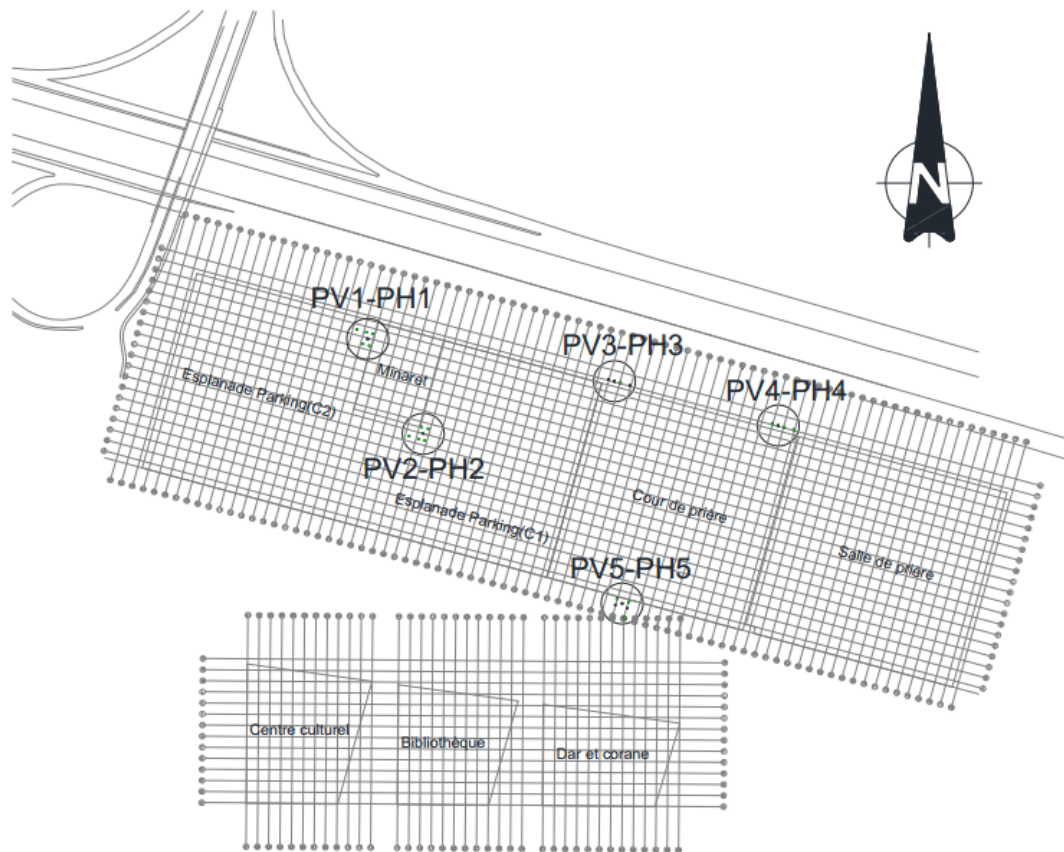


Figure 2.8 : vue en plan des essais de chargement. [16]

2.9.1 Pieux d'essais de chargement horizontal

Les essais de chargement horizontal réalisés sur ce site sont de l'ordre de cinq (05) essais de chargement statique horizontal sur pieux d'essais PH1, PH2, PH3, PH4 et PH5, les profondeurs varient de 15.5 à 20 m. Les cinq pieux ont le même principe d'instrumentation.

Extensomètre à code vibrante (type jauge de déformation).

Capteur potentiométrique de déplacement :

- Mesure de Y_H .
- Mesure de Y'_H .

Tube inclinométrique dans chaque pieu qui donne le déplacement $Y(z)$ depuis la tête jusqu'à la pointe.

Les mesures de $Y(z)$ se font tous les deux mètres de profondeur $Z = 0,2,4,6,\dots,D$.

Les pieux d'essai ont été équipés avec 20 jauges (extensiomètres) disposés sur 5 sections, aux profondeurs indiquées par les spécifications du projet, les mêmes quantités et sections ont aussi été installées dans les pieux de réaction PR1-1 et PR1-2 afin de mesurer les déformations induites pendant l'essai.[17]

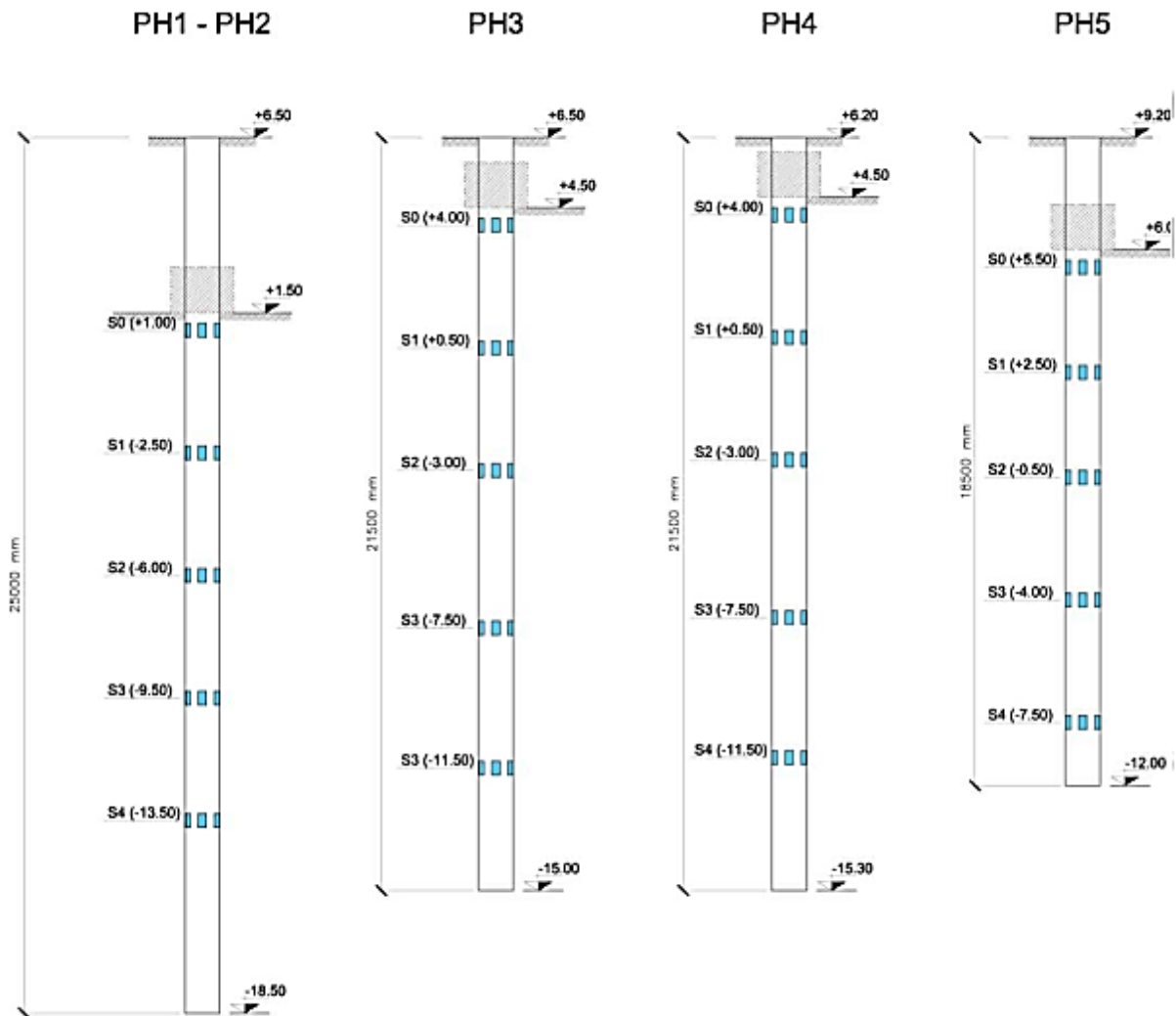


Figure 2.9 : Disposition des sections extensiométriques pour les pieux d'essais PH1, PH2, PH3, PH4 et PH5. [16]



Figure 2.10 : Cellule de charge et vérins hydraulique. [17]

Les cinq pieux ont le même principe d'instrumentation.

2.9.1.1 Instrumentation du pieu

Pour la mesure des déformations des pieux PH1, PR1-1 et PR1-2 durant l'essai de chargement PH1 il a été installé sur les cages d'armature de chaque pieu 20 extensiomètres à cordes vibrantes disposés sur 5 sections à 90°.

Pendant les opérations de bétonnage, ils avaient noté l'absence du signal et l'endommagement de deux capteurs de raccourcissements et donc n'ont pas été acquis pendant l'essai.

Quatre tubes de réservation métalliques assemblés par manchonnage sont attachés aux cages d'armatures ont été mis en place sur les pieux PH1, PR1-1 et PR1-2 pour effectuer l'auscultation sonique des pieux. Trois de ses tubes ont un diamètre de 60.3 mm et le quatrième un diamètre 114.3 mm afin d'introduire à l'intérieur un tuyau en ABS pour les lectures inclinométriques.[17]



Figure 2.11 : Mesure automatique de déplacement. [17]



Figure 2.12 : Mesure automatique du déplacement horizontal. [17]



Figure 2.13 : Structure de réaction complète. [17]



Figure 2.14 : Zone de contrôle de la centrale hydraulique et acquisition des données. [17]

2.9.2 Pieux d'essais de chargement vertical

Les essais de chargement vertical réalisés sur ce site sont de l'ordre de cinq (05) essais de chargement comme indiqué à la figure 2.15. Les profondeurs varient de 9 à 52.5 m. L'étape suivante est consacrée pour interpréter l'essai de chargement statique vertical sur pieu d'essai PV1, implanté au niveau de la zone du minaret. Les cinq pieux il sont le même principe d'instrumentation.[18]



Figure 2.15 : Essai de chargement vertical d'un pieu. [18]

Le pieu d'essai avait été équipé avec 27 capteurs de raccourcissements (extensiomètres) disposés sur 9 sections, aux profondeurs indiquées par les spécifications du projet, afin de mesurer les déformations induites dans le pieu pendant l'essai de chargement.

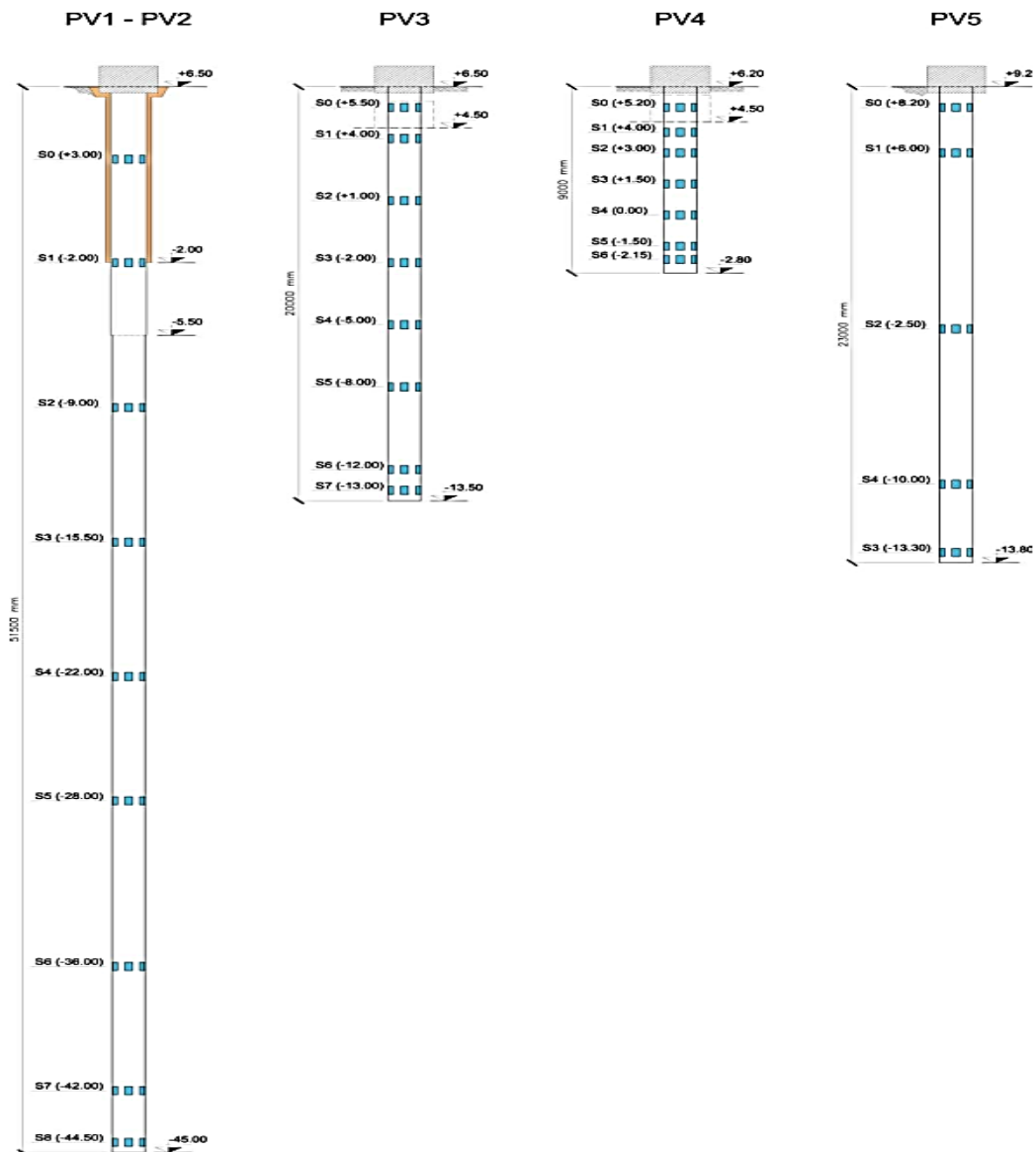


Figure 2.16 : Disposition des sections extensiométriques pour les pieux d'essais PV1, PV2, PV3, PV4 et PV5. [16]

2.9.2.1 Description de l'instrumentation du pieu

Pour la mesure des déformations du pieu durant l'essai de chargement PV1 il a été installé sur la cage d'armature 27 extensiomètres à cordes vibrantes disposés sur 9 sections à raison de 3 extensomètres par section à 120°.

Pour la mesure de la charge pendant l'essai, il a été installé entre les vérins hydrauliques et l'écrou de la tête du pieu, douze cellules de charges, tel que montré sur le schéma suivant. Les cellules ont été réunies à un panneau de centralisation de manière qu'elles puissent être mesurées par séquence durant le déroulement de l'essai. [18]

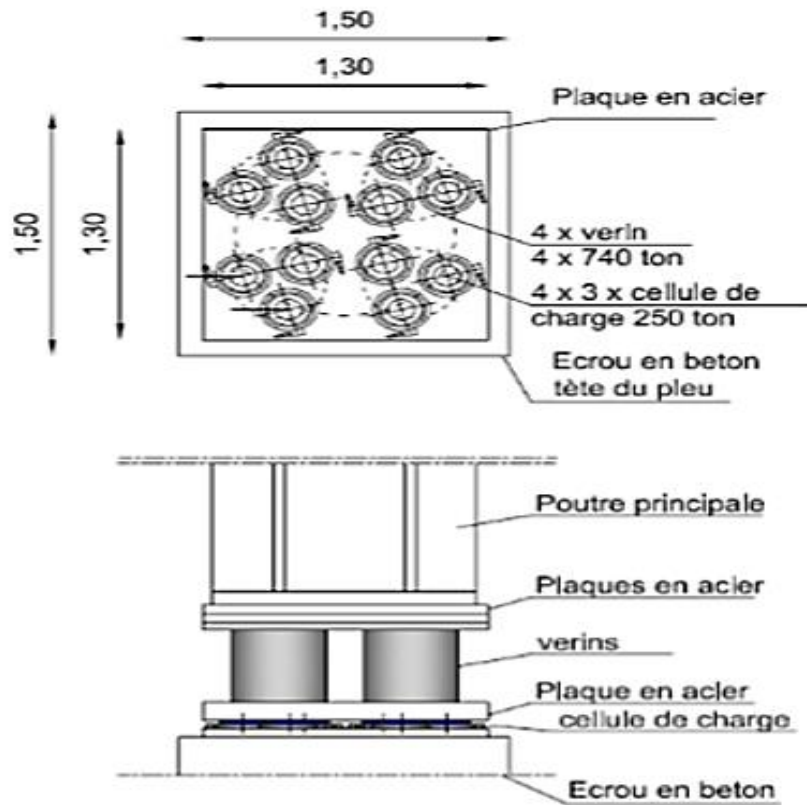
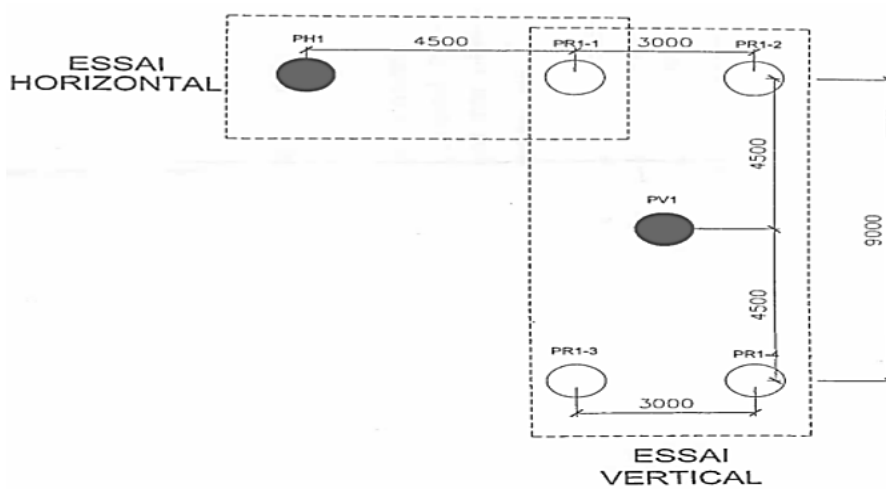


Figure 2.17 : Représentation schématique d'un essai de chargement vertical de pieu.

2.10 Schéma d'une l'implantation des sondages sur les pieux d'essais



Grande mosquée d'Alger - TREVI - mise à jour - 27/09/2012

Figure 2.18 : vue en plan de pieu d'essai PV1-PH1.

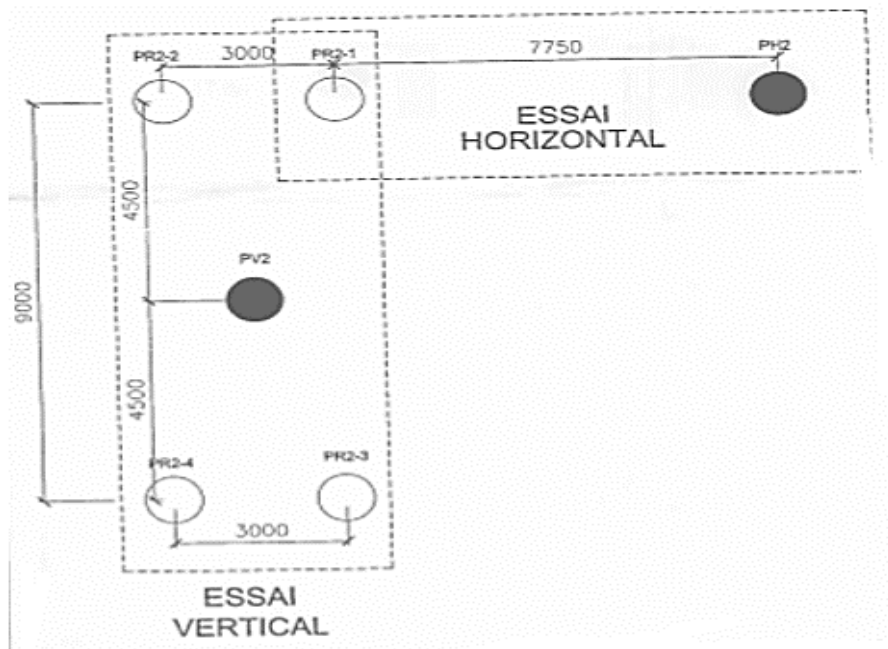


Figure 2.19 : vue en plan de pieu d'essai PV2-PH2.

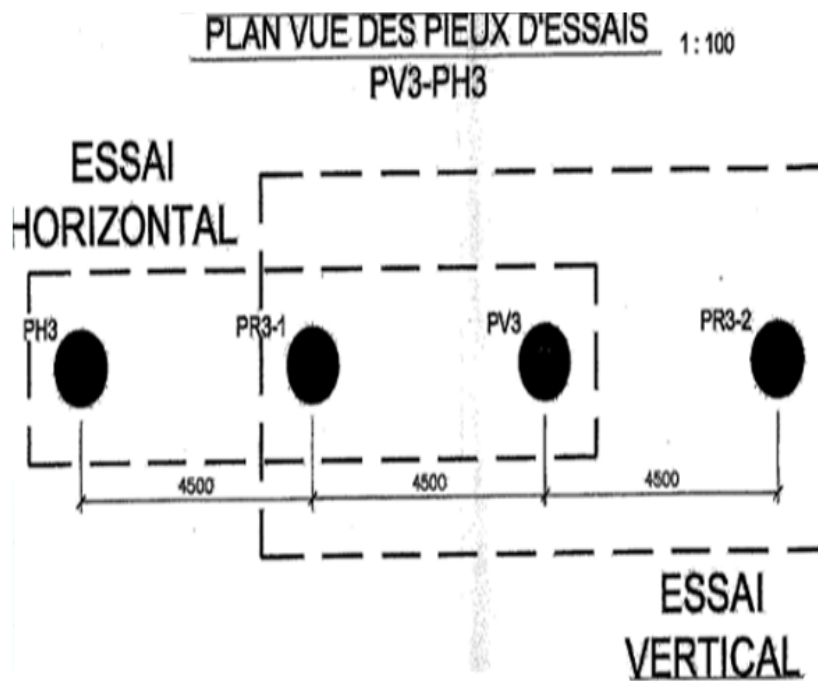


Figure 2.20 : vue en plan de pieu d'essai PV3-PH3.

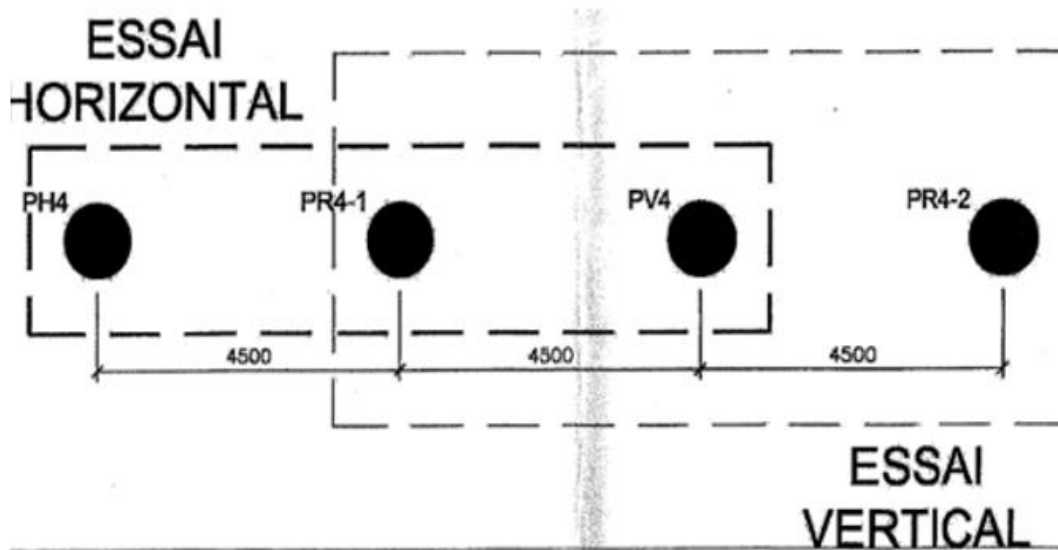


Figure 2.21 : vue en plan de pieu d'essai PV4-PH4.

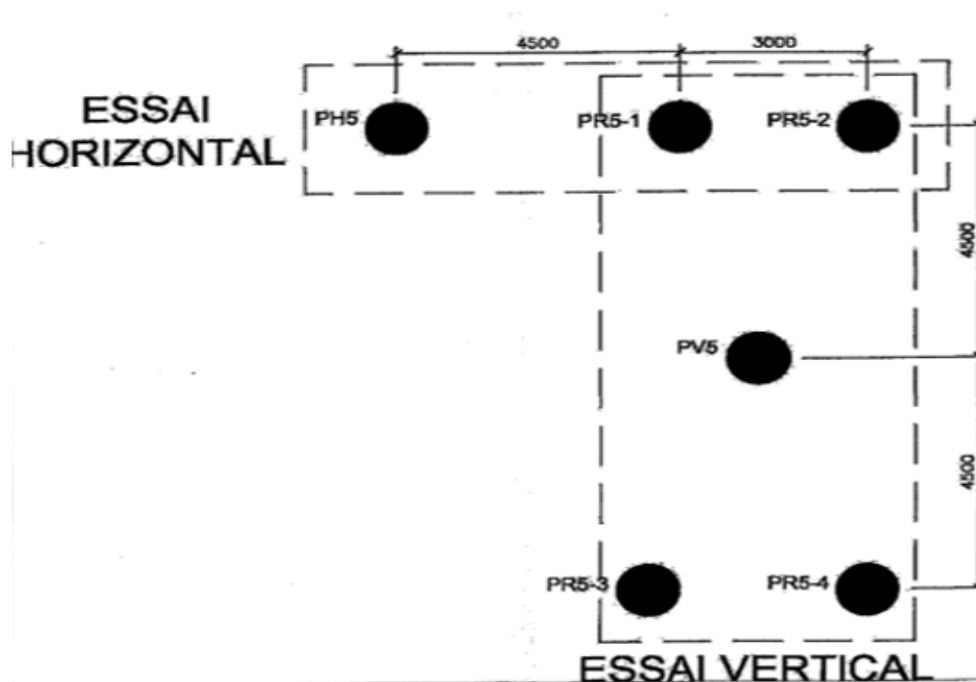


Figure 2.22 : vue en plan de pieu d'essai PV5-PH5.

2.11 Programme d'essai de chargement

Pour l'essai de chargement statique, le chargement est amené par un programme de l'augmentation des efforts, par paliers croissants (figure 2.23 à 2.27).

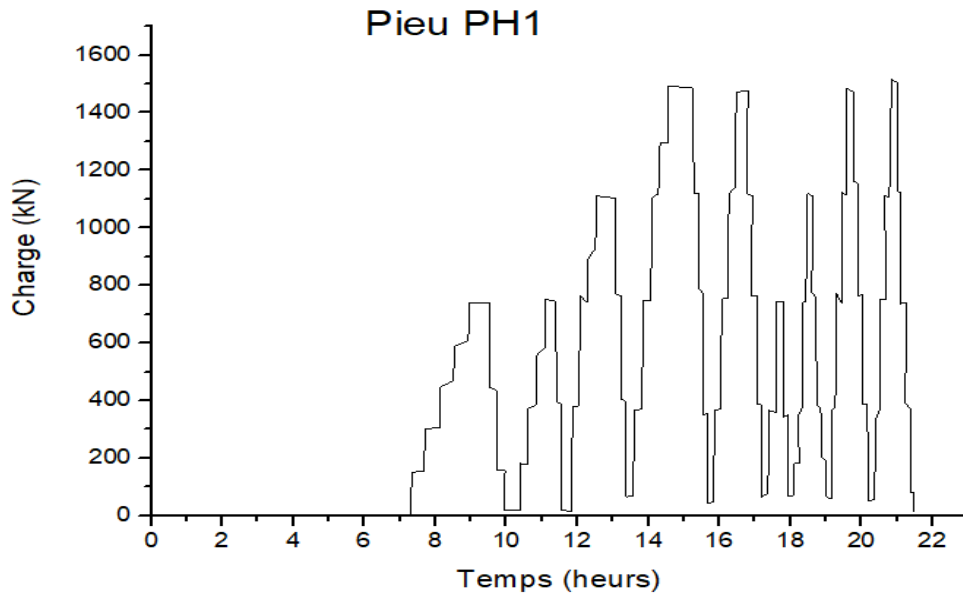


Figure 2.23 : programme de chargement-déchargement du pieu PH1.

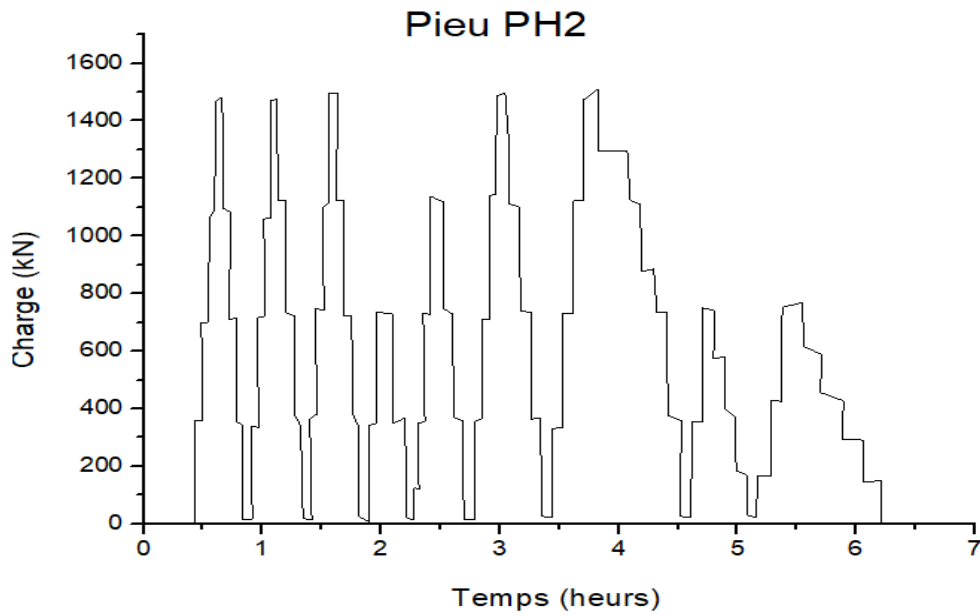


Figure 2.24 : programme de chargement-déchargement du pieu PH2.

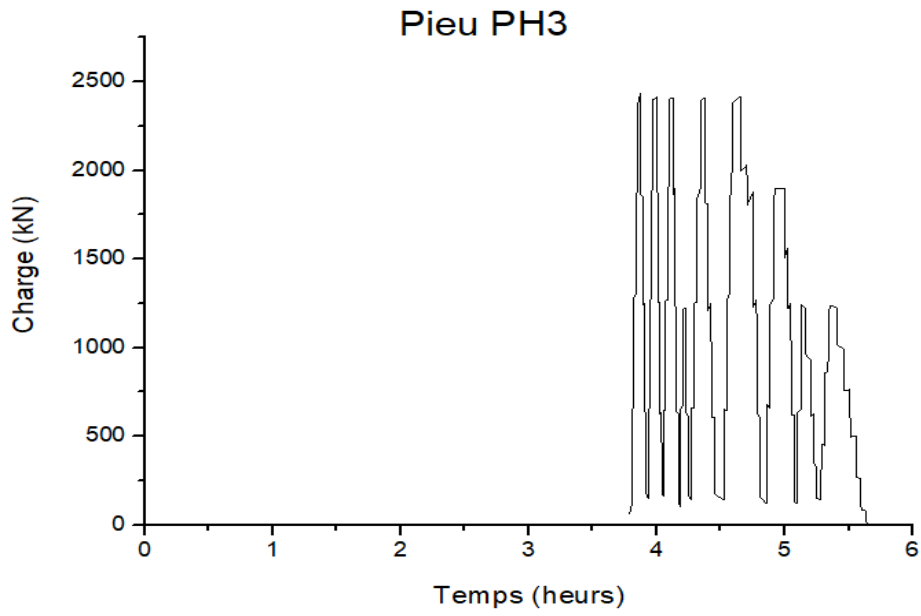


Figure 2.25 : programme de chargement-déchargement du pieu PH3.

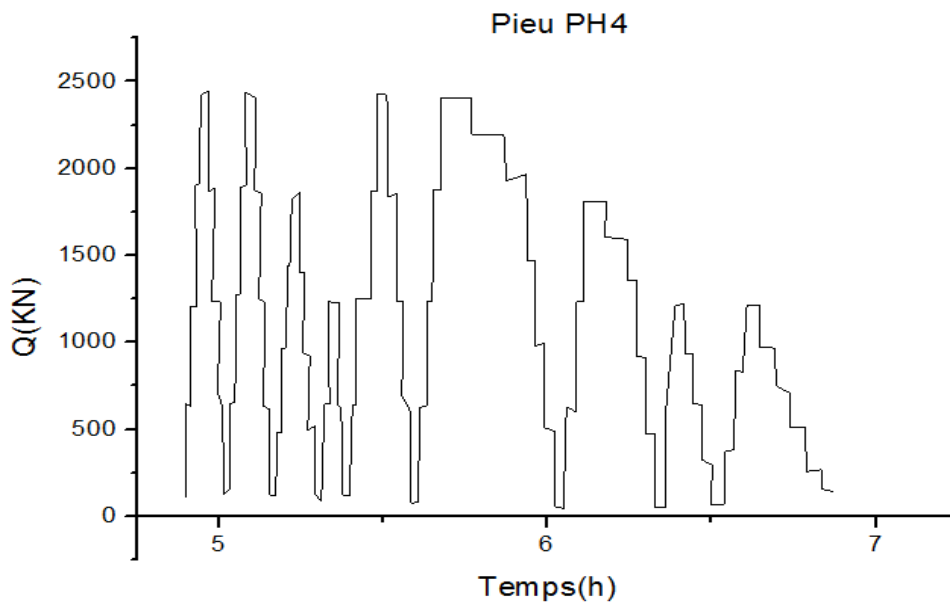


Figure 2.26 : programme de chargement-déchargement du pieu PH4.

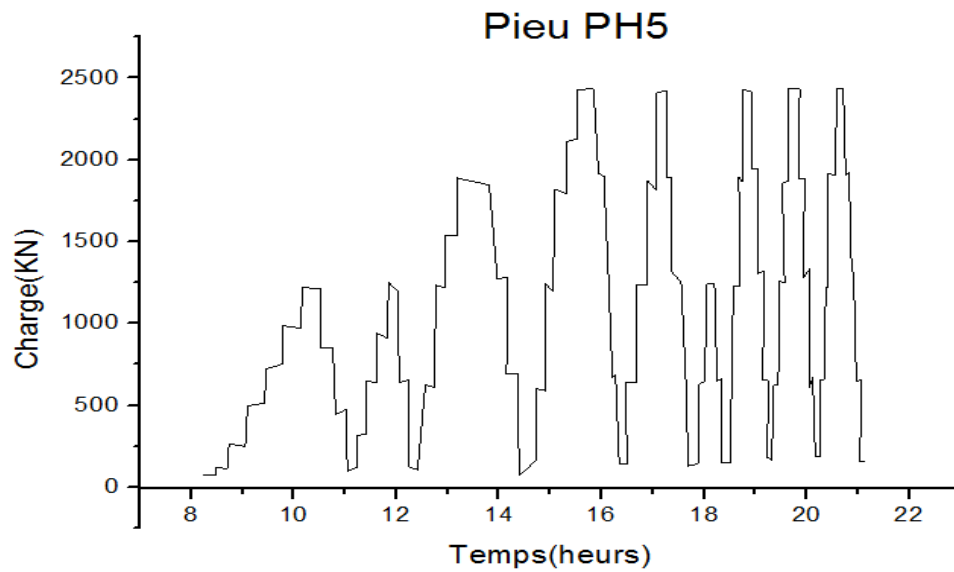


Figure 2.27 : programme de chargement-déchargement du pieu PH5.

2.12 Conclusion

L'étude géotechnique a été présentée pour décrire le sol autour des pieux d'essais au niveau des bâtiments B et A2.

Il a été rapporté dans cette partie de travail les différents résultats de la campagne d'investigation géologique et géotechnique, basés sur des essais in situ et des essais en laboratoire.

3.1 Introduction

Les fondations sur pieux de certains ouvrages, travaillant sous des charges latérales importantes, sont dimensionnées selon les méthodes d'équilibre limite pour l'estimation de la résistance latérale du sol, et selon les méthodes du module de réaction pour estimer leur déplacement sous charges de service.

Dans ce chapitre, on a expliqué les étapes de réalisation d'un chargement statique horizontale bien détaillé avec une définition des appareillages utilisée donne ces essais, on a finalisé par la méthode utiliser pour tracer les courbes de réaction latérale en fonction de profondeur et leur courbe de chargement cyclique.

3.2 Présentation des résultats d'essais

Dans cette partie on a présenté et étudié le chargement cyclique de pieu chargé latéralement à partir des résultats de déplacement et rotation en tête sous plusieurs incréments (chargement et déchargement). On résume tous les résultats par des figures et de tableaux suivants :

3.2.1 Déplacement du pieu

a) Pieu PH1

Tableau 3.1 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH1.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
1,124	150	2,554	30	2,593	30	10,534	30	22,801	30
3,498	300	3,686	187,5	8,471	375	17,578	375	32,965	375
6,265	450	7,215	375	14,346	750	27,747	750	48,596	750
8,244	600	10,353	562,5	20,218	937,5	36,354	1125	57,592	1125
11,795	750	13,498	750	33,524	1125	44,571	1312,5	70,498	1500
10,258	450	11,170	375	31,595	750	62,960	1500	66,997	1125
4,806	150	2,593	30	23,013	375	61,036	1125	61,152	750
2,554	30			10,534	30	54,798	750	44,764	375
						38,017	375	28,375	30
						22,801	30		

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)
28,375	30	27,645	30	29,281	30	33,270	30
37,762	375	37,818	375	39,445	375	41,877	375
53,787	750	54,226	750	55,857	750	59,850	750
42,085	375	65,166	1125	65,238	1125	70,792	1125
27,645	30	60,491	750	76,963	1500	80,957	1500
		45,273	375	74,243	1125	77,843	1125
		29,281	30	67,224	750	70,433	750
				50,834	375	53,259	375
				33,270	30	34,137	0

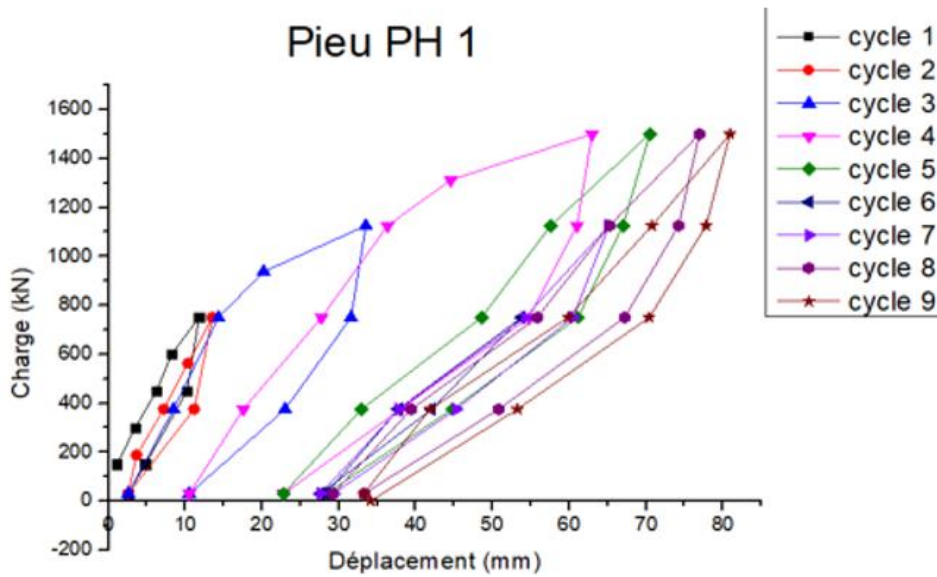


Figure 3.1 : Chargement cyclique de déplacement pieu PH1.

b) Pieu PH2

Tableau 3.2 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH2.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
0.085	150	0.492	30	0.529	30	1.913	30
0.335	300	0.493	187.5	0.772	375	2.979	375
0.455	450	0.688	375	1.113	750	4.119	750
0.747	600	0.969	562.5	1.65	937.5	5.053	1125
1.180	750	1.229	750	2.733	1125	5.532	1312.5
1.063	450	1.08	375	4.029	1312.5	6.141	1500
0.761	150	0.529	30	5.424	1500	5.947	1125
0.492	30			5.295	1125	5.469	750
				4.793	750	4.459	375
				3.758	375	2.103	30
				1.913	30		

5-ème cycle		6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
2.103	30	2.295	30	2.168	30	2.349	30	2.451	30
3.505	375	3.752	375	3.755	375	4.115	375	4.199	375
4.833	750	4.983	750	4.969	750	5.410	750	5.576	750
5.806	1125	4.353	375	5.941	1125	6.349	1125	6.482	1125
5.531	750	2.168	30	6.913	1500	7.159	1500	7.454	1500
4.544	375			6.767	1125	6.982	1125	7.260	1125
2.295	30			6.137	750	6.367	750	6.597	750
				5.004	375	5.105	375	5.335	375
				2.349	30	2.451	30	2.179	30

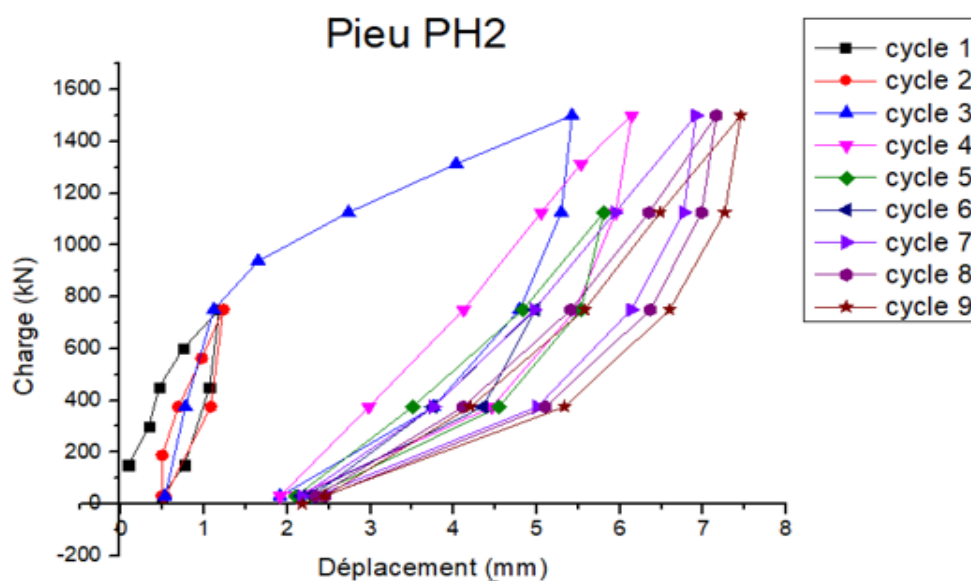


Figure 3.2: Chargement cyclique de déplacement pieu PH2.

c) Pieu PH3

Tableau 3.3 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH3.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
0.574	30	7.808	30	8.179	30	15.437	30	26.648	30
1.399	240	9.893	300	16.755	600	30.290	600	47.779	600
3.063	480	14.910	600	27.214	1200	46.403	1200	71.428	1200
7.656	720	19.715	900	36.836	1500	62.093	1800	88.587	1800
14.549	960	25.778	1200	58.795	1800	75.477	2100	108.677	2100
23.951	1200	20.118	600	52.298	1200	100.788	2400	110.138	2400
20.802	800	7.969	30	37.218	600	95.755	1800	105.527	1800
15.141	400			15.856	30	83.608	1200	91.076	1200
7.808	30					57.435	600	63.648	600
						26.652	30	30.567	30

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
30.567	30	29.079	30	33.231	30	34.248	30
53.799	600	54.824	600	59.186	600	60.619	600
80.797	1200	80.569	1200	86.605	1200	91.179	1200
61.741	600	98.569	1800	105.024	1800	109.597	1800
29.288	30	115.940	2100	120.093	2100	125.710	2400
		116.984	2400	121.555	2400	120.891	1800
		112.584	1800	116.317	1800	106.442	1200
		97.088	1200	101.241	1200	76.295	600
		67.148	600	71.931	600	29.188	30
		32.813	30	35.083	30		

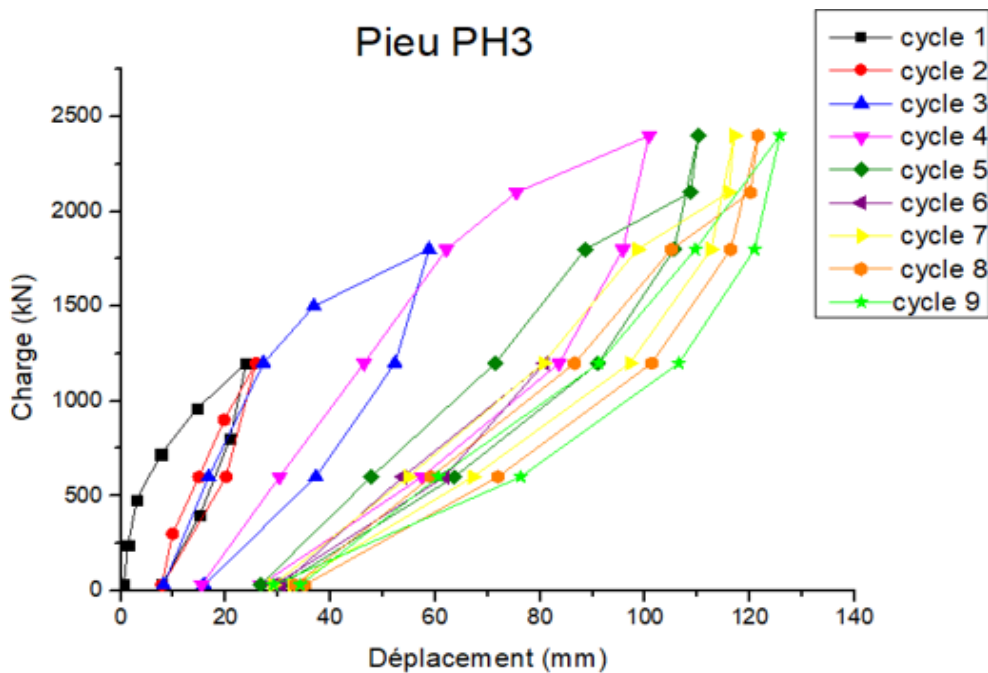


Figure 3.3 : Chargement cyclique de déplacement pieu PH3.

d) Pieu PH4

Tableau 3.4 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH4.

1 er cycle		2 -ème cycle		3 -ème cycle		4 -ème cycle		5 -ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
0.275	480	5.051	30	3.288	600	6.398	480	14.440	600
1.084	720	6.421	600	6.064	960	11.121	960	23.907	1200
2.445	960	2.212	240	7.994	1200	15.565	1440	32.260	1800
5.757	1200	4.424	600	11.308	1575	20.823	1920	40.319	2400
5.442	800	5.253	900	16.548	1800	25.789	2160	32.753	1800
2.912	400	6.912	1200	14.843	1200	35.467	2400	21.847	1200
		5.529	600	10.081	600	28.444	1800	8.996	600
						18.104	1200		
						7.49	600		

6 er cycle		7 -ème cycle		8 -ème cycle		9 -ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
17.909	600	600	14.217	17.743	600	19.867	600
28.216	1200	960	23.133	28.897	1200	31.855	1200
19.553	600	1200	29.823	36.972	1800	40.490	1800
		1800	36.502	44.198	2400	46.329	2400
		1200	27.538	37.204	1800	37.658	1800
		960	17.211	24.078	1200	25.093	1200
		480	8.548	10.397	600	9.735	600

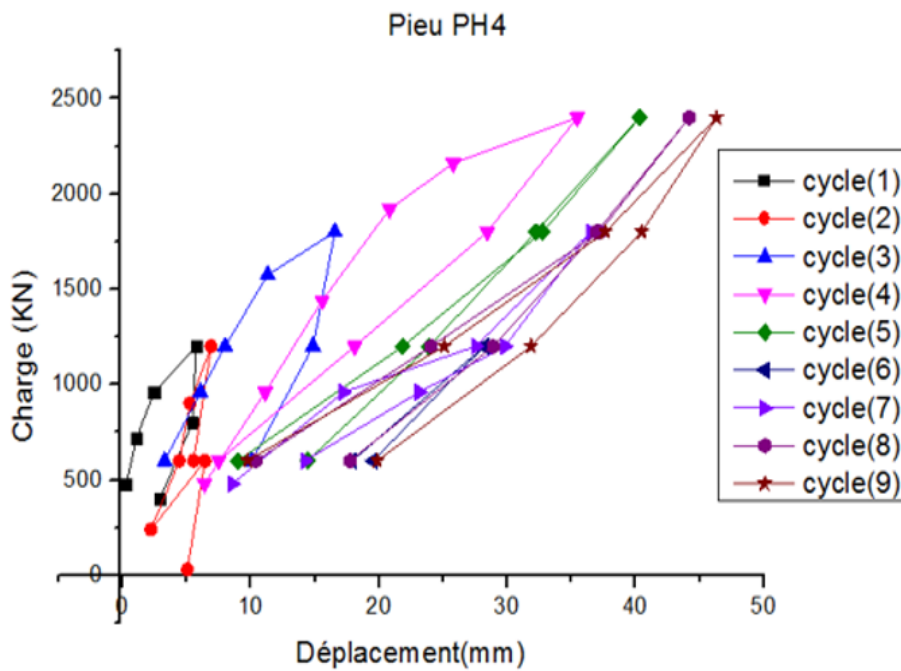


Figure 3.4 : Chargement cyclique de déplacement pieu PH4.

e) Pieu PH5

Tableau 3.5 : Valeurs de l'effort H en fonction de déplacement latéral du PH5.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
2.407	480	9.629	480	15.648	600	18.629	600	30.639	600
8.426	720	14.444	600	25.277	1200	34.138	1200	49.803	1200
15.648	960	19.259	960	33.704	1500	50.872	1800	67.718	1800
24.074	1200	26.481	1200	49.352	1800	59.095	2100	84.431	2400
21.666	800	19.259	600	44.537	1200	74.559	2400	79.506	1800
13.240	400			28.889	600	70.749	1800	65	1200
						59.875	1200	40.845	600
						39.352	600		

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)	Y(mm)	H(kN)
42.129	600	34.271	600	37.302	600	40.332	600
61.389	1200	54.661	1200	60.119	1200	60.743	1200
46.944	600	72.643	1800	75.674	1800	79.929	1800
		89.400	2400	92.431	2400	94.258	2400
		82.047	1800	86.303	1800	90.536	1800
		68.810	1200	71.818	1200	73.668	1200
		44.677	600	46.505	600	48.309	600

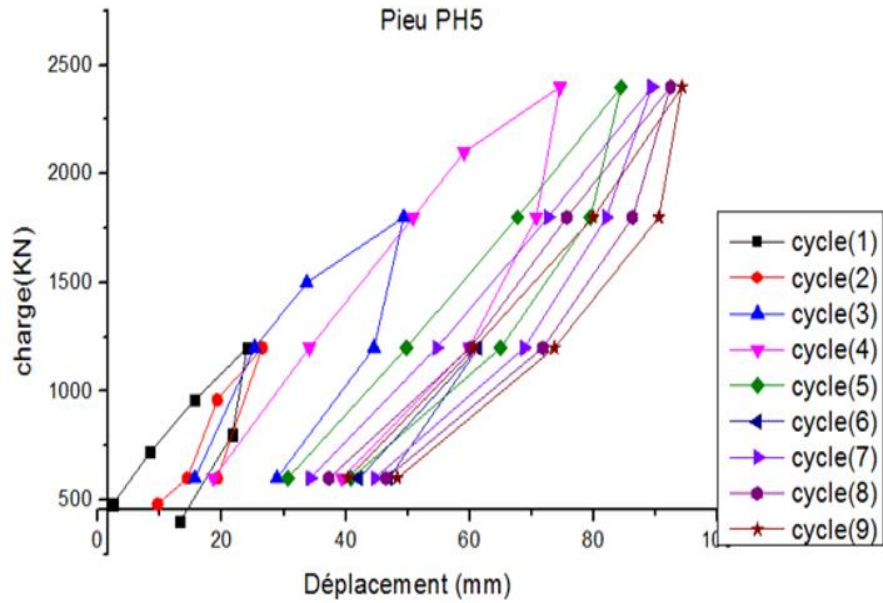


Figure 3.5 : Chargement cyclique de déplacement pieu PH5.

➤ Calcul de la raideur latérale K_H :

$K_H = \frac{dH}{dY_H}$ est la pente initiale de la courbe de chargement de chaque cycle, comme le schématise la figure suivante :

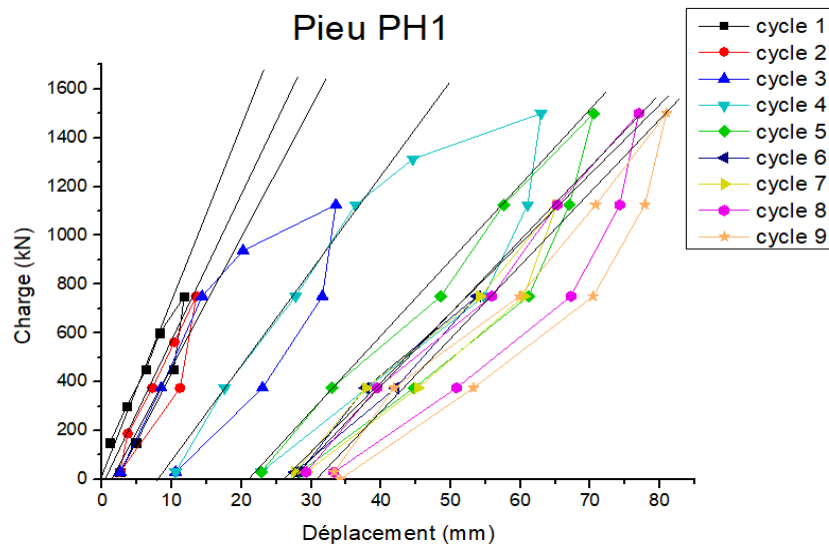


Figure 3.6 : la pente initiale de la courbe de chargement cyclique de déplacement pieu PH1.

Les résultats de k_H pour tous les pieux sont présentés dans les figures suivantes :

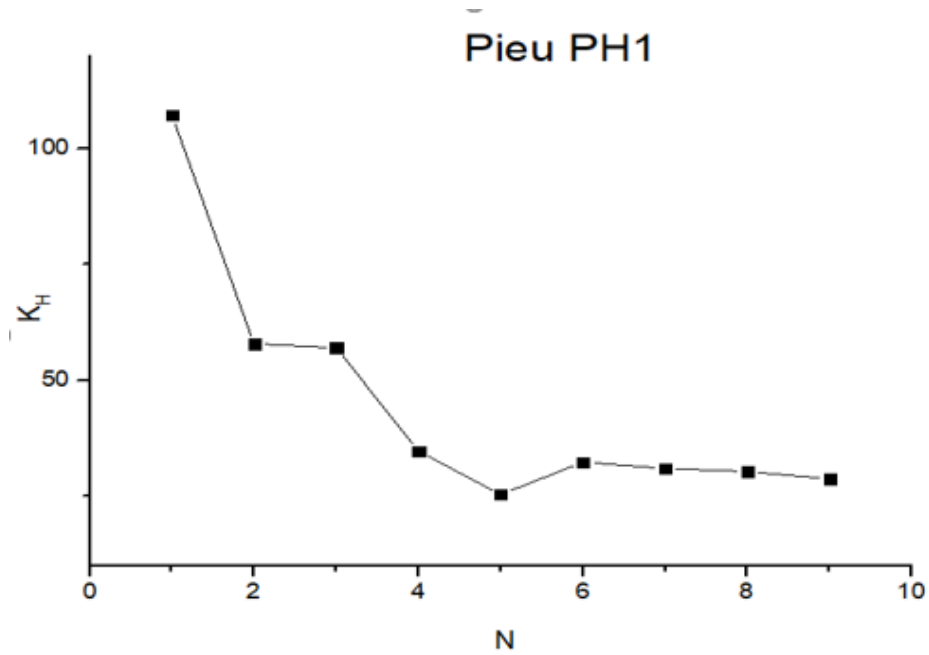


Figure 3.7 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu PH1.

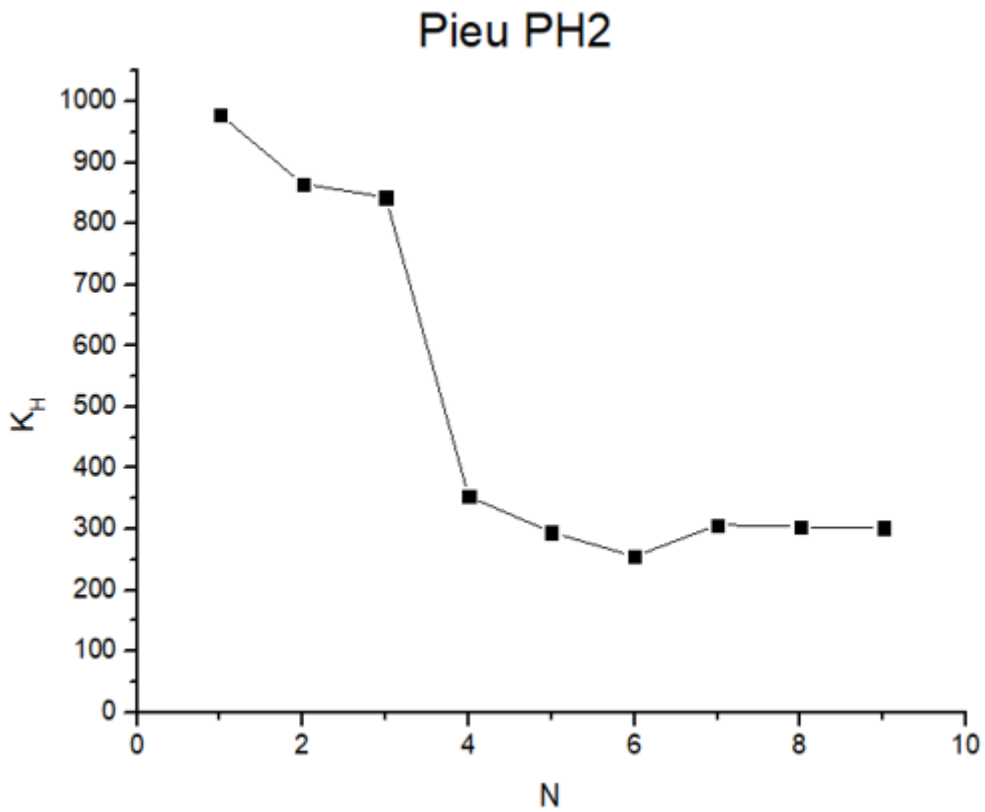


Figure 3.8 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu PH2.

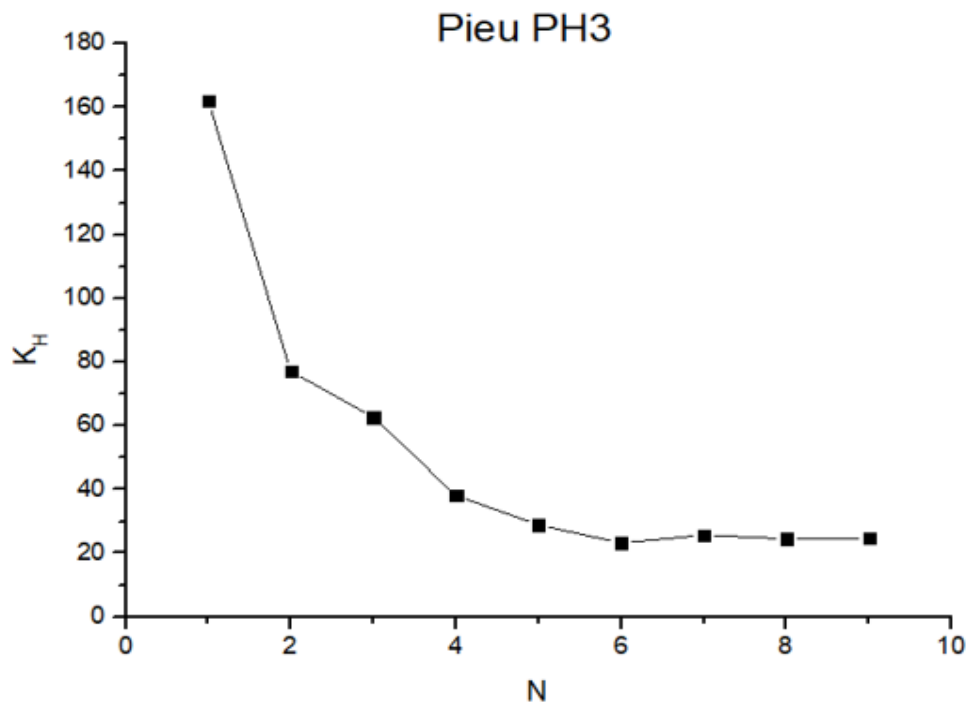


Figure 3.9 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.

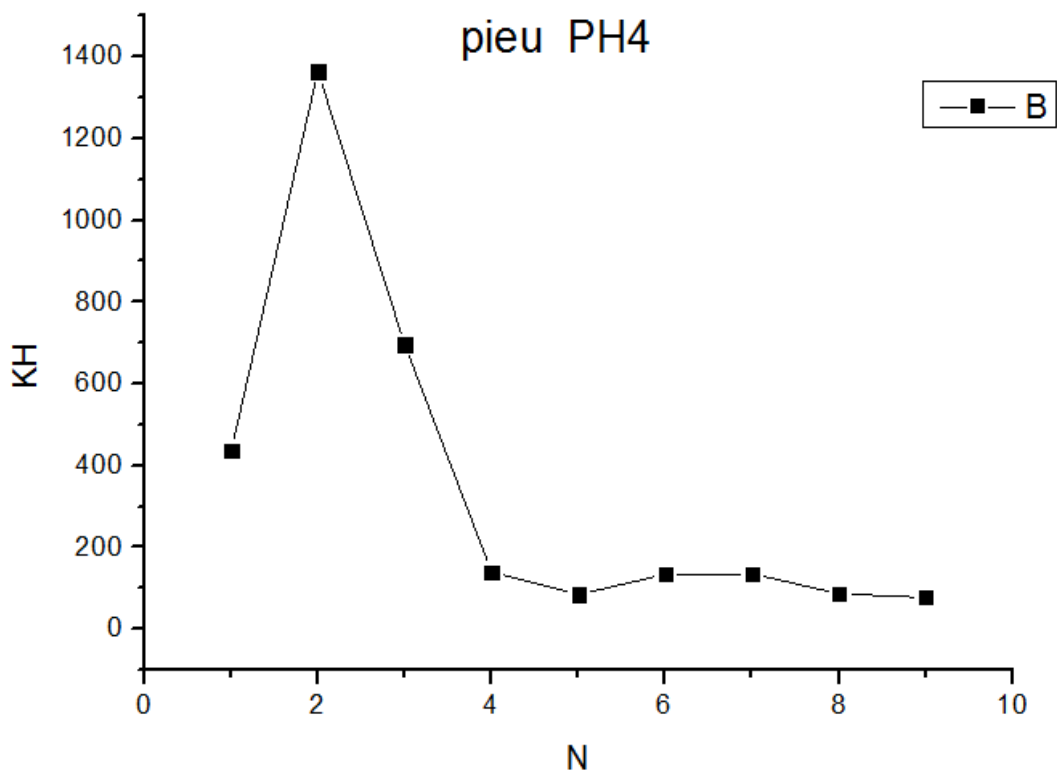


Figure 3.10 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu PH4.

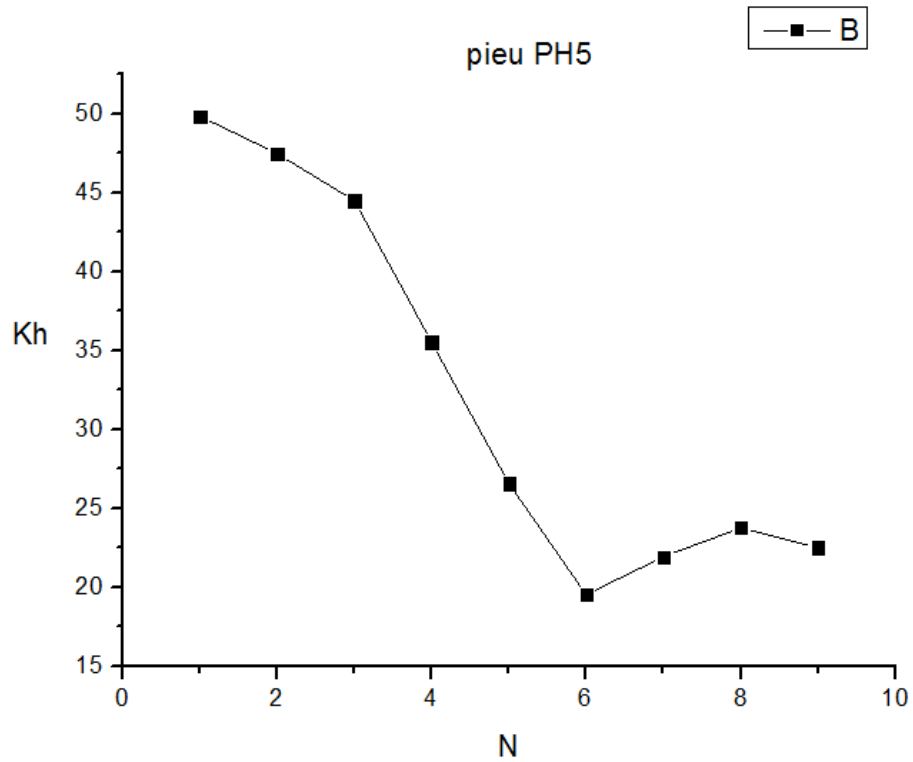


Figure 3.11 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu PH5.

On constate d’après les figures 3.8 à 3.12 que la raideur latérale du pieu sous charge horizontale diminue avec le nombre de cycles jusqu’à 6 cycles, elle se stabilise selon le schéma suivant :

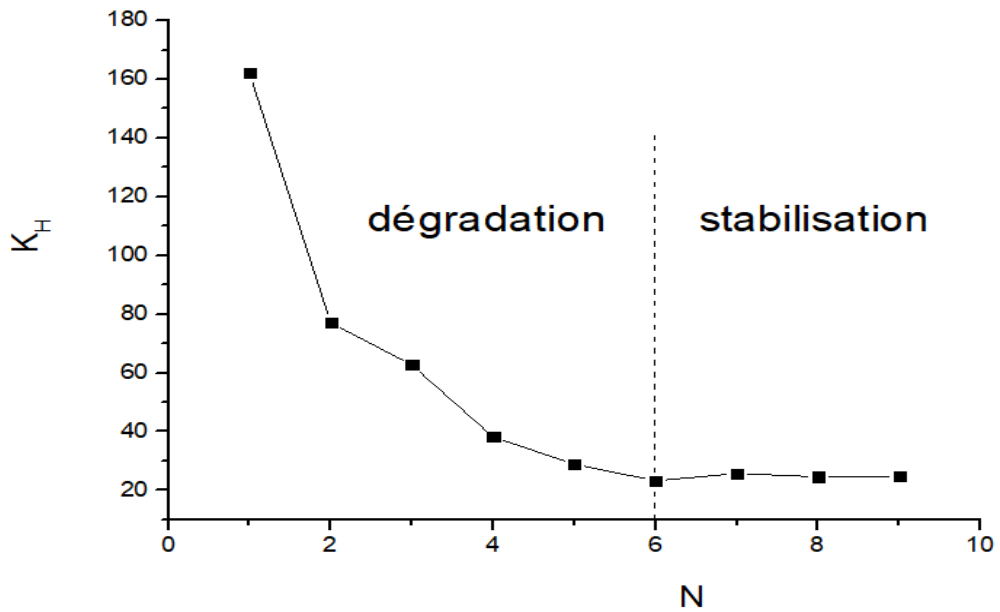


Figure 3.12 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu.

➤ Calcul de l'effort latéral ultime H_u :

On a ajusté la courbe de chargement de premier cycle avec programme de calcul HYPER pour obtenir l'effort latéral ultime H_u et la raideur latérale K_H .

Tableau 3.6 : Tableau récapitulative de l'effort latéral ultime et la raideur K_H .

Pieux	D/B	H_u	K_H	R
PH1	20	122.73	1418.015	92.654 %
PH2	20	1557.057	1218.339	94.086 %
PH3	19.5	104.421	2605.311	56.761 %
PH4	19.8	1764.98	1335.97	99.57 %
PH5	15.5	212.80	1474.62	97.87

3.2.2 Rotation en tête du pieu

On définit la raideur K_θ de rotation en tête du pieu par :

$$K_\theta = \frac{d(M_0)}{dy'_H} \quad \text{Où :}$$

M_0 : ($M_0 = H \cdot e$) est le moment fléchissant en tête du pieu, $e = 0.5\text{m}$ pour tous les pieux.

y'_H : Rotation en tête du pieu.

K_θ a été déterminée comme étant la pente initiale de la courbe $M_0 = f(y'_H)$ de chaque cycle.

a) Pieu PH1

Tableau 3.7 : Valeurs de moment en fonction de rotation en tête du PH1.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
$\theta(\text{deg})$	M(kNm)	$\theta(\text{deg})$	M(kNm)	$\theta(\text{deg})$	M(kNm)	$\theta(\text{deg})$	M(kNm)	$\theta(\text{deg})$	M(kNm)
0.035	75	0.042	15	0.042	15	0.201	15	0.424	15
0.093	150	0.081	93.75	0.185	187.5	0.370	187.5	0.671	187.5
0.154	225	0.174	187.5	0.332	375	0.633	375	1.015	375
0.205	300	0.251	281.25	0.475	468.75	0.833	562.5	1.223	562.5
0.293	375	0.328	375	0.764	562.5	1.030	656.25	1.443	750
0.243	225	0.247	187.5	0.706	375	1.358	750	1.389	562.5
0.116	75	0.042	15	0.486	187.5	1.300	562.5	1.235	375
0.042	15			0.201	15	1.154	375	0.899	187.5

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
$\theta(\text{deg})$	M(kNm)	$\theta(\text{deg})$	M(kNm)	$\theta(\text{deg})$	M(kNm)	$\theta(\text{deg})$	M(kNm)
0.529	15	0.521	15	0.540	15	0.598	15
0.748	187.5	0.737	187.5	0.768	187.5	0.818	187.5
1.096	375	1.096	375	1.127	375	1.177	375
0.829	187.5	1.308	562.5	1.319	562.5	1.381	562.5
0.521	15	1.208	375	1.512	750	1.570	750
		0.887	187.5	1.458	562.5	1.509	562.5
		0.540	15	1.304	375	1.339	375
				0.980	187.5	1.015	187.5
				0.598	15	0.621	0

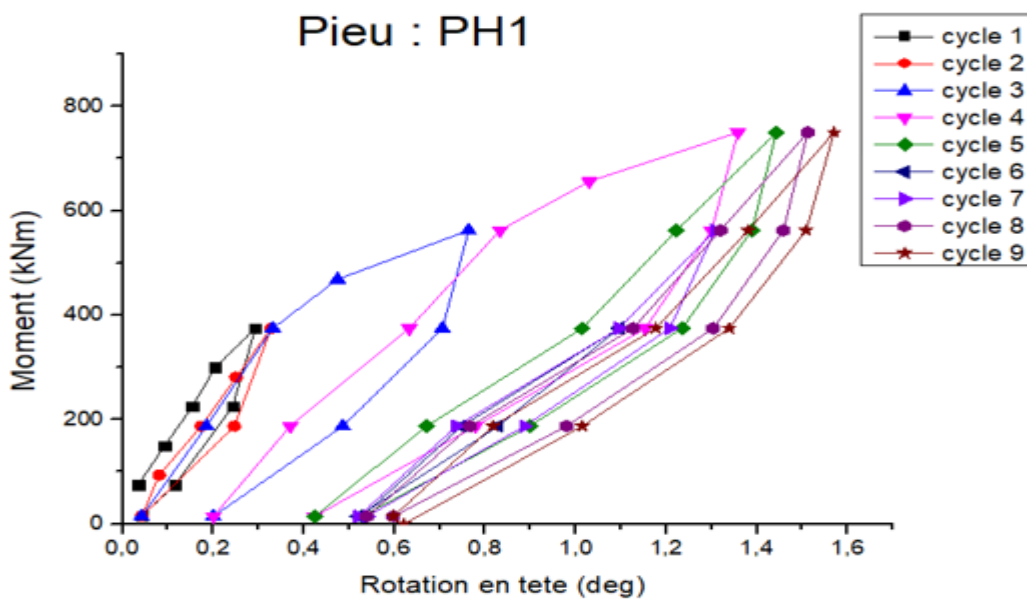


Figure 3.13 : Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH1.

b) Pieu PH2

Tableau 3.8 : Valeurs de moment en fonction de rotation en tête du PH2.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.002	75	0.012	15	0.010	15	0.087	15	0.092	15
0.008	150	0.020	93.75	0.021	187.5	0.127	187.5	0.145	187.5
0.012	225	0.028	187.5	0.039	375	0.187	375	0.213	375
0.024	300	0.037	281.25	0.063	468.75	0.2397	562.5	0.269	562.5
0.037	375	0.043	375	0.127	562.5	0.265	656.25	0.252	375
0.034	225	0.028	187.5	0.202	656.25	0.297	750	0.199	187.5
0.019	75	0.010	15	0.264	750	0.286	562.5	0.095	15
0.012	15			0.254	562.5	0.250	375		

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.095	15	0.091	15	0.086	15	0.094	15
0.152	187.5	0.149	187.5	0.158	187.5	0.164	187.5
0.214	375	0.213	375	0.227	375	0.233	375
0.182	187.5	0.270	562.5	0.281	562.5	0.289	562.5
0.091	15	0.323	750	0.331	750	0.342	750
		0.310	562.5	0.316	562.5	0.329	562.5
		0.275	375	0.276	375	0.285	375
		0.208	187.5	0.207	187.5	0.217	187.5
		0.086	15	0.094	15	0.089	0

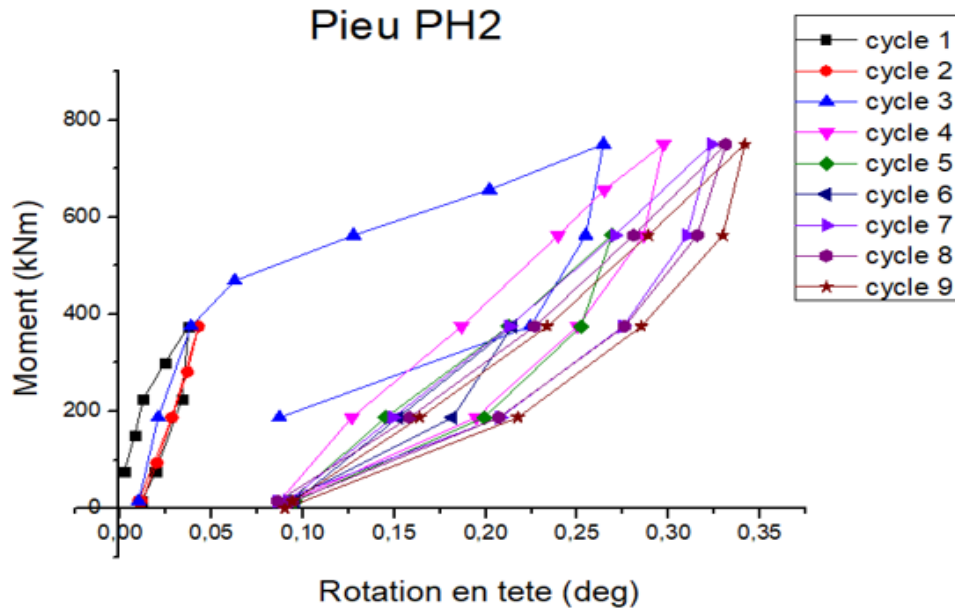


Figure 3.14 : Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH2.

c) Pieu PH3

Tableau 3.9 : Valeurs de moment en fonction de rotation en tête du PH3.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.010	15	0.069	15	0.072	15	0.146	15	0.199	15
0.016	120	0.089	150	0.167	300	0.289	300	0.389	300
0.041	240	0.144	300	0.302	600	0.474	600	0.582	600
0.079	360	0.216	450	0.403	750	0.609	900	0.729	900
0.148	480	0.291	600	0.593	900	0.713	1050	0.871	1050
0.260	600	0.204	300	0.521	600	0.854	1200	0.850	1200
0.225	400	0.066	15	0.351	300	0.802	900	0.813	900
0.147	200			0.154	15	0.698	600	0.697	600
0.066	15					0.479	300	0.489	300
						0.196	15	0.233	15

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.230	15	0.218	15	0.241	15	0.246	15
0.412	300	0.420	300	0.443	300	0.433	300
0.622	600	0.628	600	0.647	600	0.656	600
0.469	300	0.757	900	0.777	900	0.785	900
0.218	15	0.869	1200	0.878	1200	0.878	1200
		0.824	900	0.820	900	0.831	900
		0.711	600	0.716	600	0.730	600
		0.492	300	0.509	300	0.534	300
		0.241	15	0.243	15	0.248	15

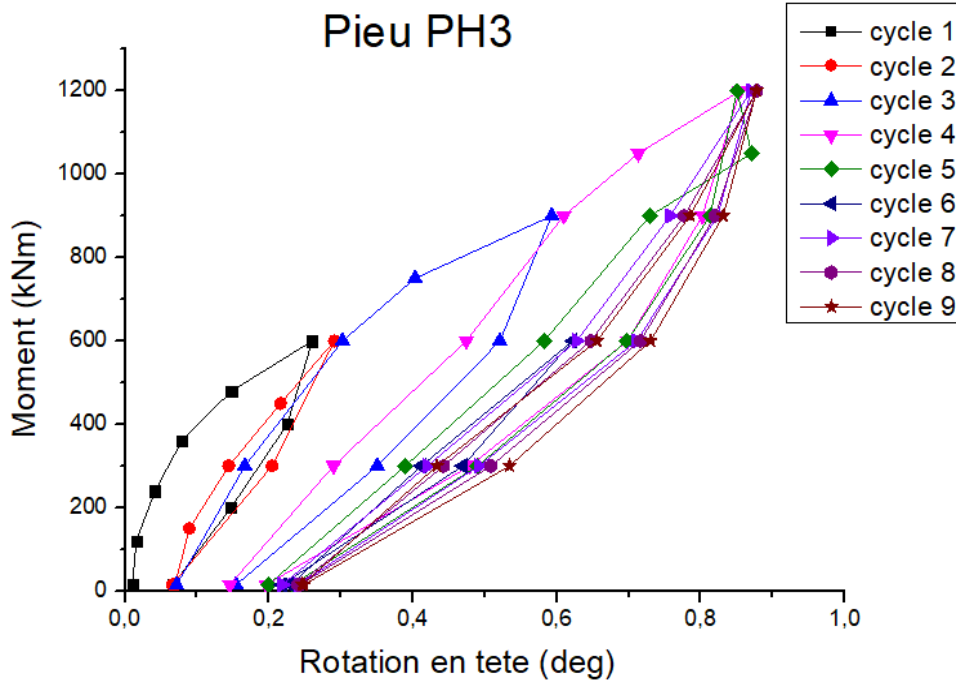


Figure 3.15 : Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH3.

d) Pieu PH4

Tableau 3.10 : Valeurs de moment en fonction de rotation en tête du PH4.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.016	720	0.048	240	0.096	240	0.193	300	0.385	300
0.048	960	0.112	300	0.193	460	0.354	600	0.595	600
0.096	1200	0.177	480	0.257	600	0.434	750	0.755	900
0.161	720	0.209	600	0.354	750	0.562	900	0.948	1050
0.112	480	0.145	300	0.466	900	0.675	1050	0.723	900
				0.434	600	0.868	1200	0.530	600
				0.289	300	0.819	900		
						0.675	600		

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.45	300	0.402	240	0.418	300	0.482	600
0.675	600	0.578	480	0.739	600	0.739	1200
0.498	300	0.723	600	0.836	900	0.932	1800
		0.868	900	0.996	1050	1.061	2400
		0.819	600	0.980	900	0.996	1800
		0.643	480	0.819	600	0.852	1200
		0.466	240	0.612	300	0.595	600

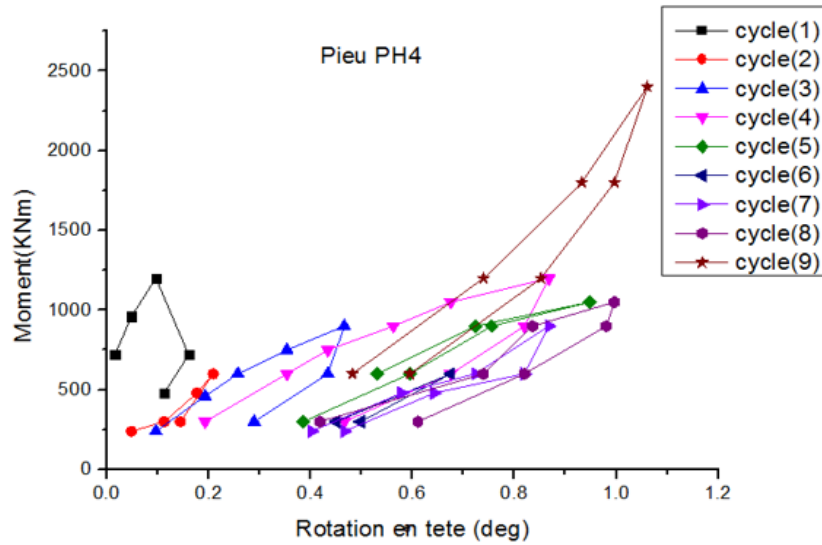


Figure 3.16 : Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH4.

e) Pieu PH5

Tableau 3.11 : Valeurs de moment en fonction de rotation en tête du PH5.

1 er cycle		2-ème cycle		3-ème cycle		4-ème cycle		5-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.014	240	0.104	240	0.239	300	0.289	300	0.462	300
0.113	360	0.224	360	0.419	600	0.591	600	0.865	600
0.212	480	0.264	480	0.56	750	0.812	900	1.146	900
0.351	600	0.384	600	0.739	900	1.053	1050	1.447	1200
0.329	480	0.242	360	0.676	600	1.313	1200	1.305	900
0.187	240			0.393	300	0.948	1050	1.042	600
						0.564	600	0.639	300
						0.329	300		

6-ème cycle		7-ème cycle		8-ème cycle		9-ème cycle	
θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)	θ (deg)	M(kNm)
0.536	300	0.553	300	0.589	300	0.564	300
0.918	600	0.896	600	0.972	600	1.028	600
0.615	300	1.218	900	1.274	900	1.350	900
		1.479	1200	1.556	1200	1.592	1200
		1.418	900	1.434	900	1.469	900
		1.095	600	1.171	600	1.227	600
		0.711	300	0.706	300	0.742	300

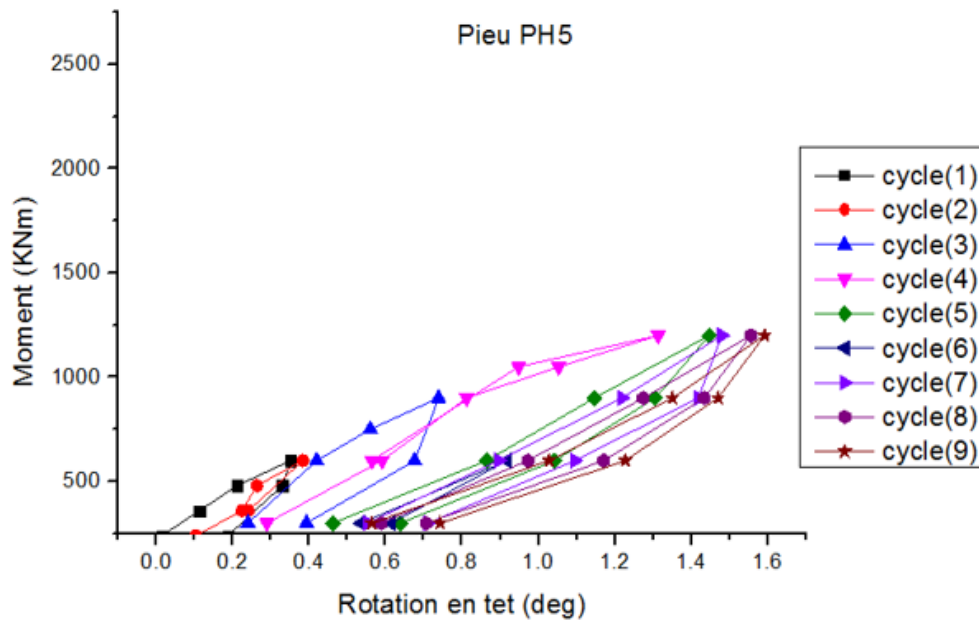


Figure 3.17 : Chargement cyclique de rotation en tête de pieu PH5.

➤ Calcul de la raideur de rotation en tête K_θ :

$K_\theta = \frac{dM}{d\theta}$ est la pente initiale de la courbe de chargement de chaque cycle, comme le schématise la figure suivante :

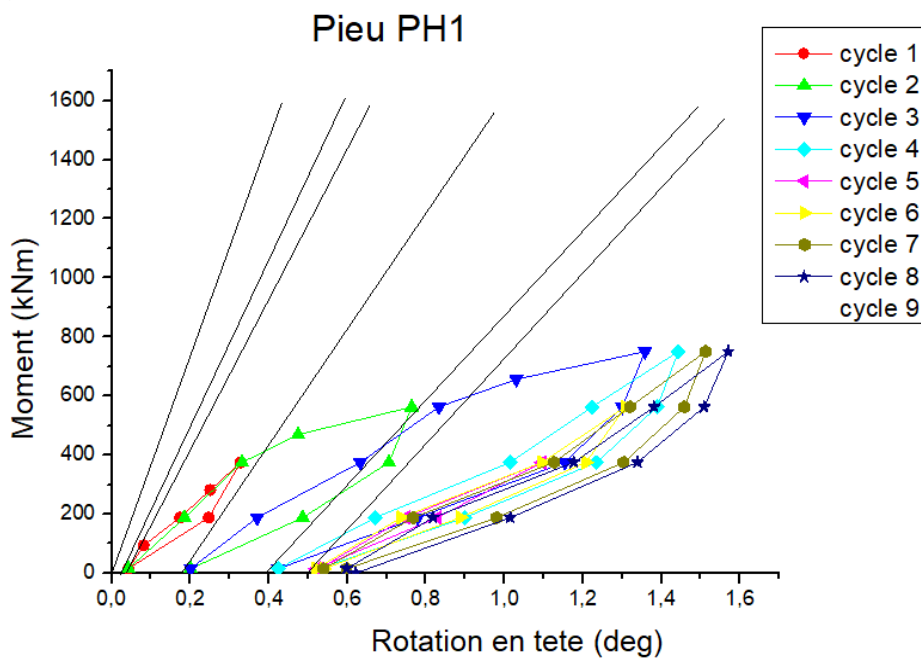


Figure 3.18 : la pente initiale de la courbe de chargement cyclique de rotation du pieu PH1.

Les résultats de K_θ pour tous les pieux sont présentés dans les figures suivantes :

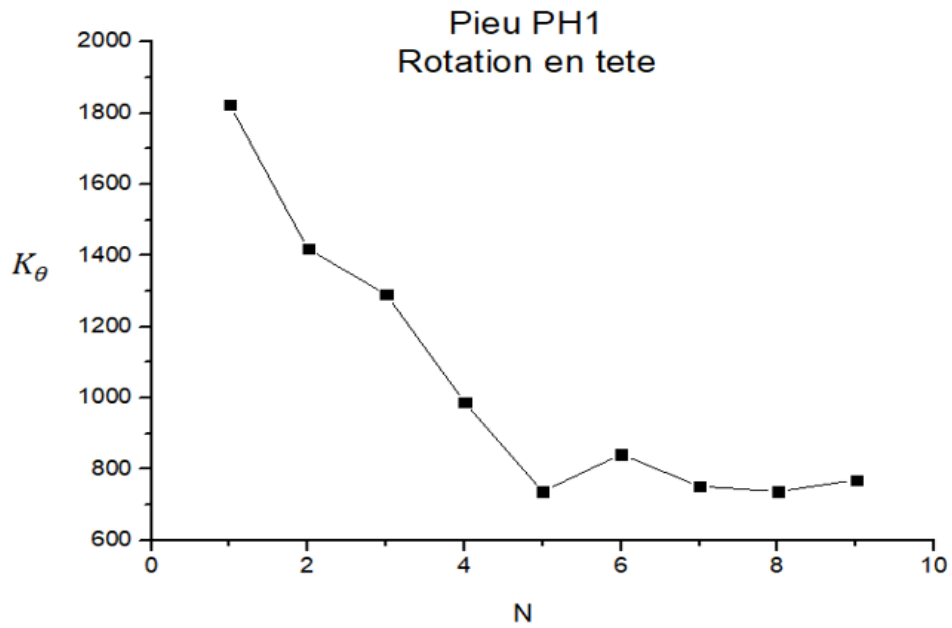


Figure 3.19 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.

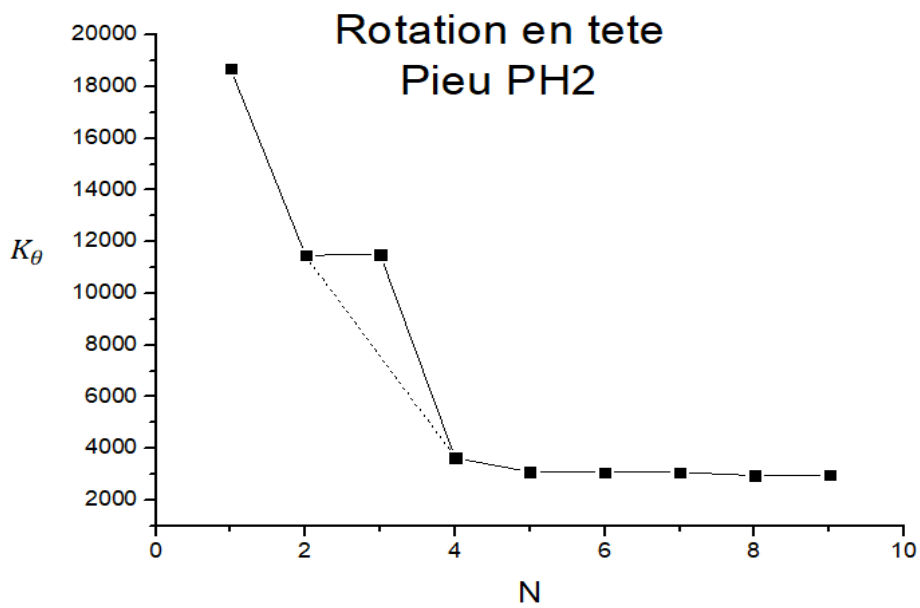


Figure 3.20 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.

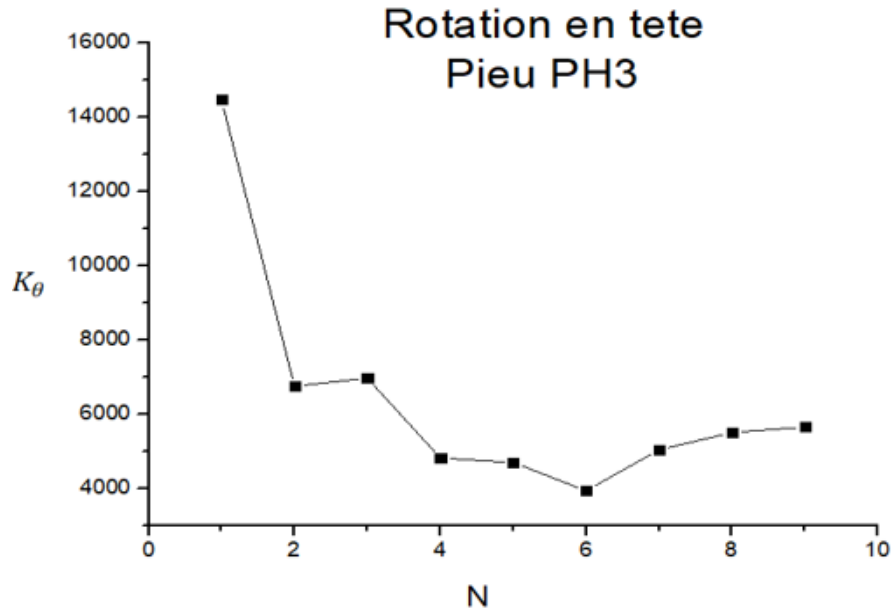


Figure 3.21 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH3.

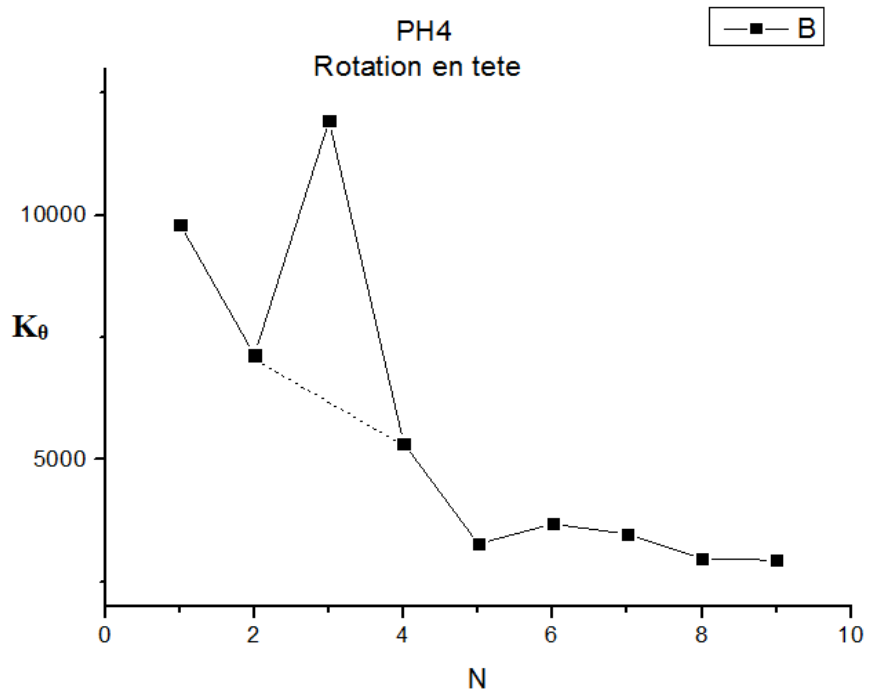


Figure 3.22 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH4.

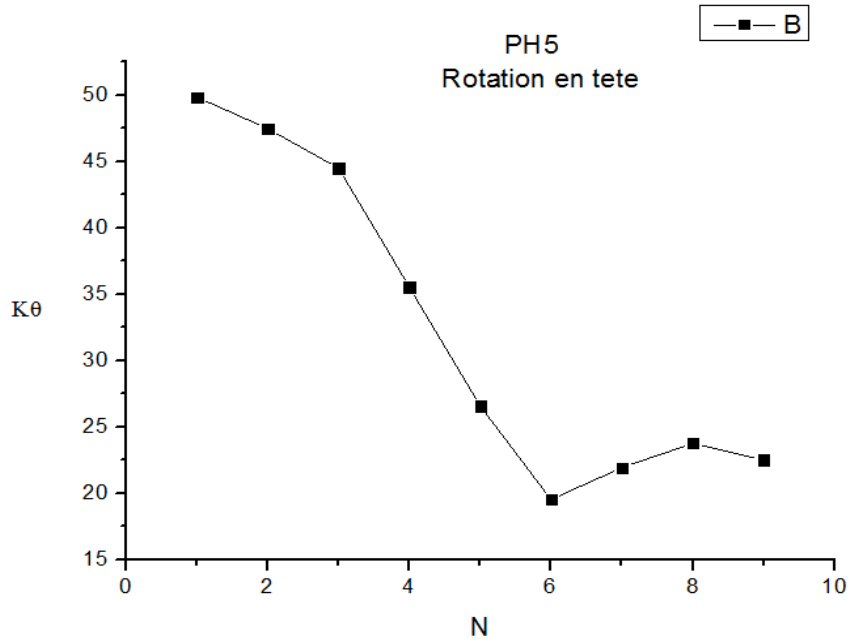


Figure 3.23 : Raideur de rotation en fonction de nombre de cycle de pieu PH5.

On constate d’après les figures 3.19 à 3.23 que la raideur de rotation en tête du pieu sous charge horizontale diminuer avec le nombre de cycles jusqu’à 5 cycles, ensuite elle se stabilise selon le schéma suivant :

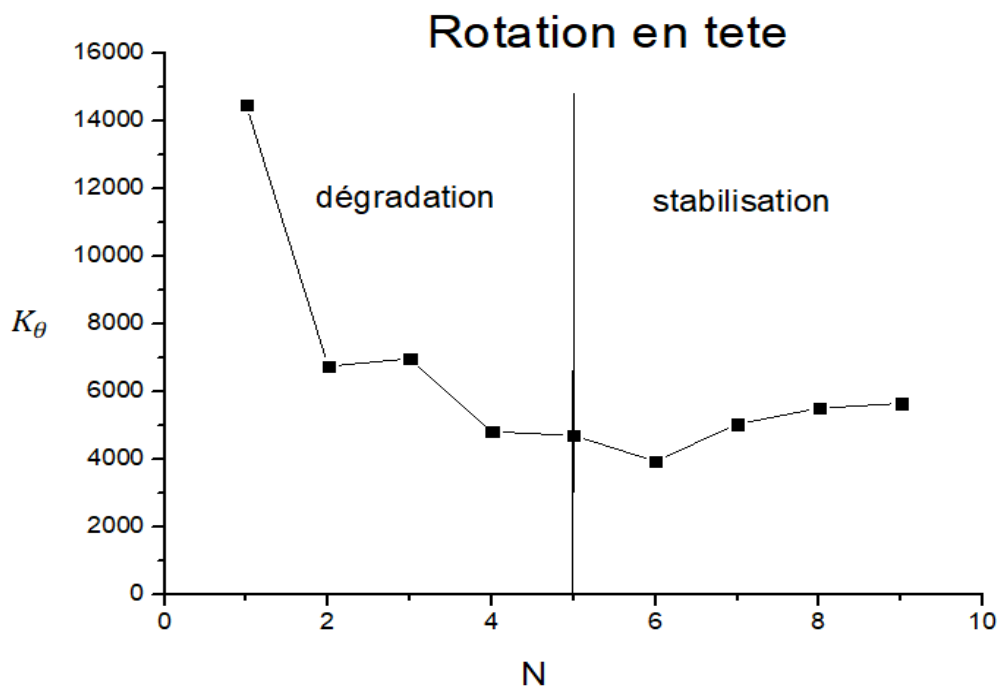


Figure 3.24 : Raideur latérale en fonction de nombre de cycle de pieu.

➤ **Calcul de moment ultime M_u**

On a ajusté la courbe de chargement de premier cycle avec le programme de calcul HYPER pour obtenir le moment ultime M_u et la raideur latérale K_θ .

Tableau 3.12 : Tableau récapitulative de moment ultime et la raideur K_θ .

Pieux	D/B	M_u	K_θ	R
PH1	20	2114.666	900.457	94.056 %
PH2	20	32702.45	515.32	98.022 %
PH3	19.5	3345.794	3752.27	12.645 %
PH4	19.8	79116.32	1398.40	99.56 %
PH5	15.5	11213.33	661.56	97.36%

3.2.3 Courbes de moment en flexion :

A partir des graphes donnant la lecture de l'inclinomètre, on a pris des mesures de déplacements est avec le logiciel ORIGIN on dérive deux fois et on multiplie par $E_p I_p$ pour trouver le moment (M).

On trace ensuite $M = f(Z)$:

$$M(z) = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2}$$

a) **Pieu PH1**

Tableau 3.13 : Les valeurs de moment de pieu PH1.

Q(kN)	150	300	450	600	750	937.5	1125	1312.5	1500
Z(m)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)
0	-32,445	-50,969	-13,900	74,137	55,603	-82,866	-36,829	-218,735	-332,728
2	-60,239	-41,702	-34,751	57,919	13,901	-105,88	-101,28	-445,176	-446,718
4	-67,188	-20,849	-18,532	37,070	-55,601	-151,92	-115,09	-603,839	-434,393
6	-6,954	2,318	46,337	53,288	-23,166	-87,469	13,811	157,121	261,869
8	64,872	37,067	74,135	55,601	76,454	161,128	92,073	1085,982	1081,359
10	88,047	39,384	78,769	46,334	129,739	372,896	294,634	1072,119	1085,983
12	32,441	32,435	57,919	97,305	173,755	368,293	482,518	725,531	728,612
14	-25,496	57,919	41,702	120,473	150,587	193,354	336,067	466,742	460,580
16	-27,809	46,336	46,336	46,336	27,803	32,226	186,746	207,956	207,956
18	-18,52	23,168	41,702	-9,267	-41,698	-9,207	169,198	110,912	110,913

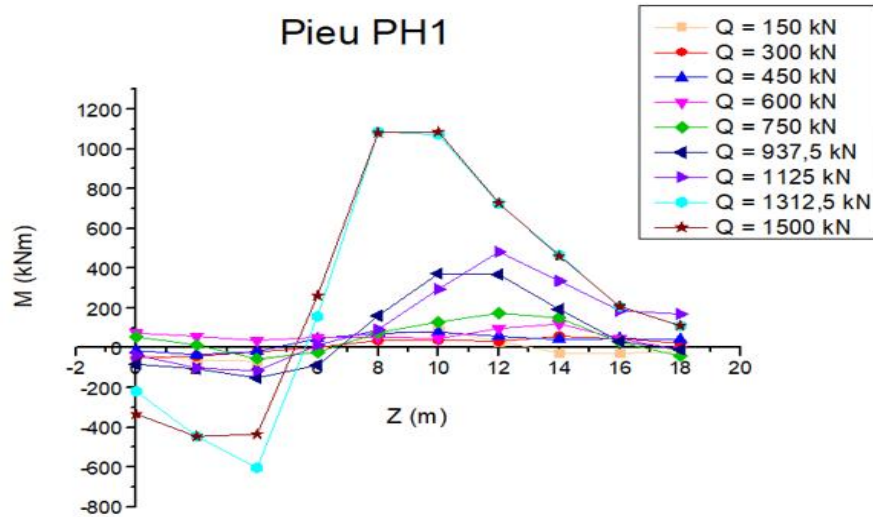


Figure 3.25 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH1.

b) Pieu PH2

Tableau 3.14 : Les valeurs de moment de pieu PH2.

Q(kN)	150	300	450	600	750	937.5	1125	1312.5	1500
Z(m)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)
0.5	-40,244	-17,801	-17,955	-35,291	-79,249	-79,029	-85,227	-85,227	-42,614
2.5	-30,183	-0,387	-8,977	-36,839	-69,653	-88,327	-72,443	-99,561	-50,749
4.5	1,90E-6	26,313	8,977	-11,144	-1,238	-30,217	-9,297	-64,695	-27,505
6.5	10,061	9,519	9,597	46,435	47,364	84,840	30,992	18,983	29,055
8.5	-3,49E-4	20,896	39,315	59,127	28,171	96,462	39,127	105,759	65,470
10.5		39,005	47,054	19,193	30,956	19,757	65,858	135,202	59,659
12.5		-18,187	-21,669	5,882	38,696	-12,784	48,425	53,461	42,614
14.5		-28,016	-38,077	0,928	16,407	-4,648	22,469	-5,424	
16.5		-3,50E-4	-15,788	-13,931	-8,049				
18.5			-15,478	-14,859	-14,240				

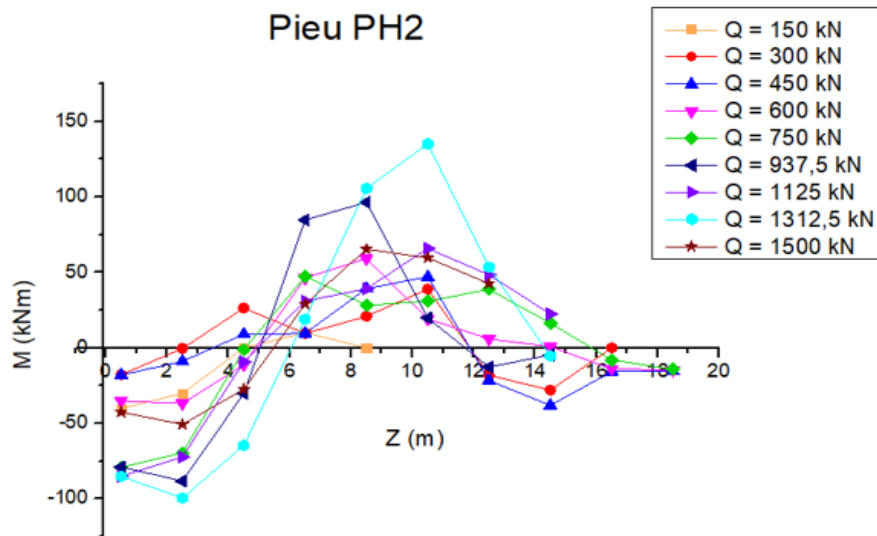


Figure 3.26 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH2.

c) Pieu PH3

Tableau 3.15 : Les valeurs de moment de pieu PH3.

Q(kN)	240	480	1200	1800	2100	2400
Z(m)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)
0	7,978	-47,905	-470,687	-726,985	-1591,084	-921,176
2	11,967	-39,917	-343,043	-418,807	-1036,298	-497,231
4	15,956	39,913	183,488	545,237	737,969	601,889
6	7,978	103,773	590,354	971,946	1381,730	1057,239
8	7,978	39,913	502,598	695,375	753,665	832,179
10	27,922	-23,947	323,099	782,297	989,193	847,879
12	27,922	-23,943	171,522	671,669	905,471	659,462
14	15,955	-15,955	103,711	426,707	533,875	450,109

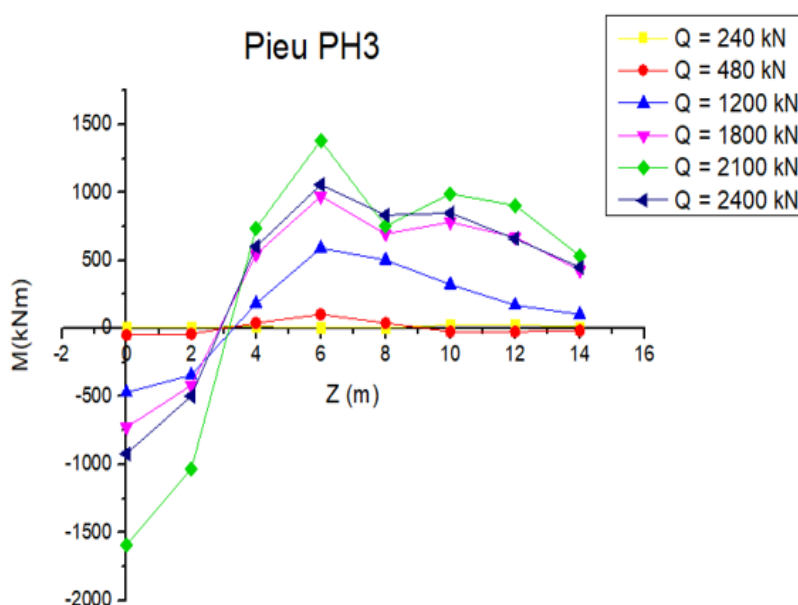


Figure 3.27 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH3.

d) Pieu PH4

Tableau 3.16 : Les valeurs de moment de pieu PH4.

Q(kN)	1200	1575	1800	1920	2160	2400
Z(m)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)
0	-161680.6	-230157.125	-230157.125	-19021.25	-203527.375	1.17551E6
2	-194016.7	-411802.45	-411810.062	-92253.062	-216842.25	54210.5625
4	-145512.5	-456510	-456510	-132197.68	23776.5625	-867369
6	-64672.25	58007.204	58014.8125	163582.75	208282.6875	483139.75
8		413704.579	413712.187	402299.437	271052.8125	960573.125
10		391837.75	391837.75	378522.875	426076	339529.3125
12					164533.8125	380425
14					-119833.875	287220.875
16						205429.5

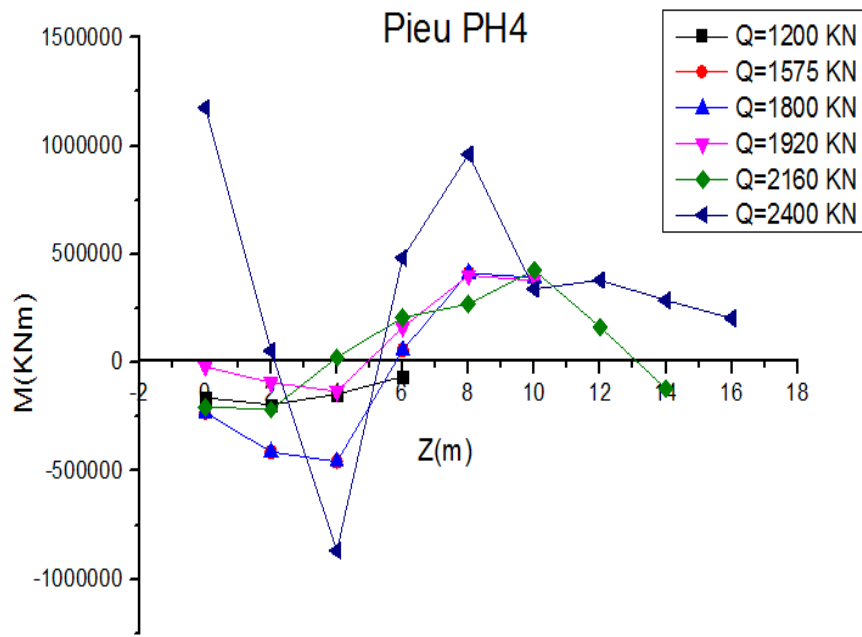


Figure 3.28 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH4.

e) Pieu PH 5

Tableau 3.17: Les valeurs de moment de pieu PH5.

Q(kN)	240	480	720	960	1200	1500	1800	2100	2400
Z(m)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)	M(kNm)
0	-57.063	-228.25	-285.318	-1845	-27866.13	-49683.50	-703.786	-1578.763	-1692.891
2	-4.755	-147.41	-180.701	-361.40	-21435.99	-42835.85	-551.616	133.14875	-960.573
4	76.085	67.5254	123.6381	1521.7	-18.070	-19094.48	187.359	1978.21	1293.445
6	104.61	120.784	233.0103	527.83	8549.100	488.3705	1641.533	1046.168	2387.166
8		39.9446	133.1485	-236.81	1120.351	11143.59	2287.590	836.935	824.190
10			109.3721	301.48	38.042	9588.612	1056.630	371.865	479.430
12			95.10625	211.13	-82.7424	49.455	33.382	-1148.88	1729.412
14					-129.344	31.385	19.782	-1348.606	2189.155

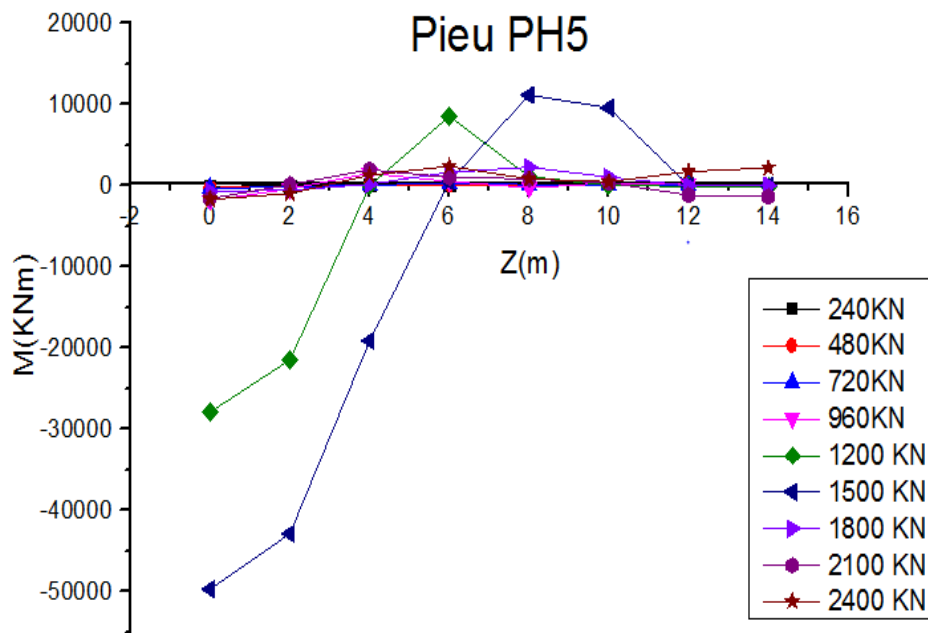


Figure 3.29 : courbe de moment en fonction de profondeur de PH5.

On remarque que les courbes $M(z)$ des pieux d'essai sont très perturbées, ce qui est dû probablement à un mauvais fonctionnement des jauges, et rend très difficile leur interprétation pour en déduire les courbes de réaction P-Y utiles pour le calcul des déplacements et des efforts dans un pieu sous charge horizontale.

3.3 Conclusion

Ce chapitre contient une analyse de paramètre de courbes de chargement cyclique à savoir la raideur latérale K_H et l'effort ultime H_u , pour les déplacements et la rotation en tête qui sont mesurés directement au cours des neuf cycles de chargement et déchargement latéral.

On a présenté la méthodologie de construction des courbes de moments et on a finalisé ce chapitre par une la présentation de ces courbes.

4.1 Introduction

Dans les grands, projets de fondation profondes, il est très important d'analyser le comportement des fondations chargés horizontalement. Ce type d'essai est compliqué et coûteux.

Pour étudier un pieu sous effort latéral, il faut construire les courbes de transfert des charges P-Y. Dans ce chapitre, on expliquera comment nous construisons les courbes P-Y et on présentera les résultats d'interprétation.

4.2 Méthodologie de construction des courbes P-Y

A partir des lecture inclinométrique donnant les profiles $Y(z)$ de déplacement horizontal du pieu d'un pieu on propose la détermination de la réaction latérale P selon deux méthodes :

- A partir de l'ajustement polynomial de $Y(z)$.
- A partir des dérivations successives de $Y(z)$. $P(z) = -E_p I_p \frac{d^4 y(z)}{dz^4}$.

4.2.1 A partir des dérivations successives de $Y(z)$

Avec origine, on dérive quatre fois le déplacement et on multiplier par- $E_p I_p$ ce qui donne le P, et on trace $P=f(Z)$, mais malheureusement les courbes $P(z)$ très perturbées et n'ont pas de signification physique.

4.2.2 A partir de l'ajustement polynomial de $Y(z)$

On ajuste le déplacement par un polynôme de degré 6 on utilise logicielle CURVEEXPERT pour l'ajustement, ensuite on mène une dérivation successive et on impose l'équilibre statique du pieu :

$$\text{➤ } Z=0 : M(0) = H * e$$

$$\text{➤ } Z=0 : T(0) = H$$

$$Y = A + Bx + Cx^2 + Dx^3 + Ex^4 + Fx^5 + Gx^6 \quad (4.1)$$

$$Y' = B + 2Cx + 3Dx^2 + 4Ex^3 + 5Fx^4 + 6Gx^5 \quad (4.2)$$

$$M = \frac{d^2 y}{dx^2} = 2C + 6Dx + 12Ex^2 + 20Fx^3 + 30Gx^4 \quad (4.3)$$

$$A \quad Z=0 \text{ cad } M(0) = H * e \quad \longrightarrow \quad E_p I_p (2C) = H * e \quad \longrightarrow \quad C = \frac{H * e}{2E_p I_p}$$

$$T = \frac{d^2y}{dx^2} = 6D + 24Ex + 60Fx^2 + 120Gx^3 \tag{4.4}$$

$$A \text{ Z}=0 \text{ cad } T(0)=H \longrightarrow E_p I_p (6D)=H \longrightarrow D = \frac{H}{6 E_p I_p}$$

$$P = \frac{d^4y}{dx^4} = -E_p I_p (24E + 120Fx + 360 Gx^2) \tag{4.5}$$

Tous les résultats du pieu PH1 son résumé donne le tableau suivant pour le reste des pieux, les résultats sont regroupés aux annexes C, D, E et F en fin du mémoire.

Tableau 4.1 : Représente les valeurs de la réaction latérale du pieu PH1 en fonction de la profondeur.

Z(m) \ P(KN/m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
H=150KN	130.12	51.756	-1.47	-29.57	-32.53	-10.35	36.95	109.40	206.98	329.70
H=300KN	241.84	103.6	7.12	-47.6	-60.56	-31.76	38.8	151.12	305.2	501.04
H=450KN	470.75	213.18	31.61	-73.96	-103.56	-57.15	65.23	263.62	538.	888.37
H=600KN	470.75	204.87	18.51	-88.33	-115.65	-63.45	68.27	279.51	570.27	940.55
H=750KN	613.91	259.43	13.32	-124.40	-153.75	-74.73	112.6	408.44	812.59	1325.12
H=937.5KN	797.24	325.66	1.41	-175.50	-153.75	-87.32	177.77	590.20	1149.96	1857.07
H=1125	933.10	388.97	12.16	-197.33	-239.50	-114.4	178.11	637.90	1265.01	2059.48
H=1312.5KN	1123.4	441.92	-20.36	-263.48	-287.43	-92.22	322.16	955.71	1808.43	2880.32
H=1500KN	1243.2	500.73	-5.70	-197.33	-310.61	-109.1	328.44	1001.96	1911.47	3056.97

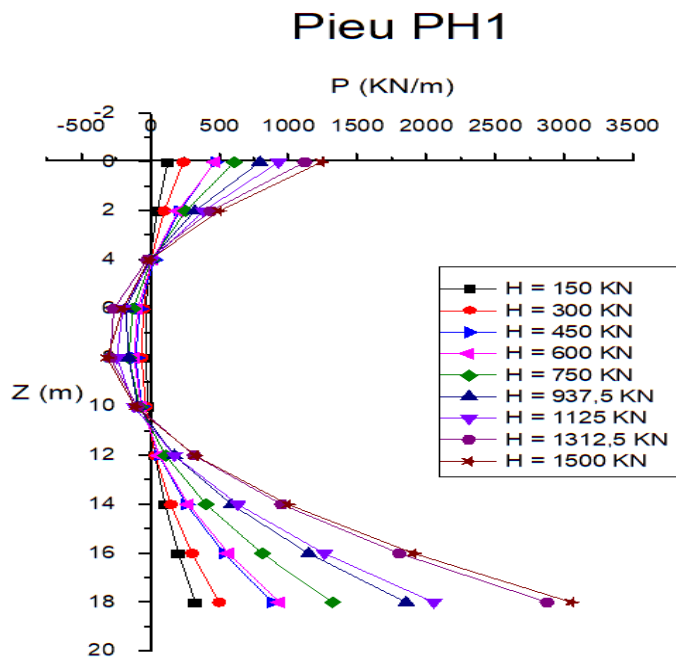


Figure 4.1 : courbes des réactions latérales en fonction de la profondeur.

Le reste des pieux sont placés en Annexes C, D et E.

4.3 Interprétation des courbes P-Y

4.3.1 Présentation des courbes P-Y

a) Pieu PH1

Tableau 4.2 : Valeurs des réaction latérales en fonction du déplacement latéral.

Z = 0 m		Z = 2 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0	0	0	0
3,506	130,124	3,266	51,756
5,625	241,84	5,069	103,6
8,768	470,753	7,602	213,187
11,545	470,75	9,599	204,87
13,128	613,91	11,232	259,43
20,219	797,249	17,702	325,663
32,078	933,106	27,964	388,974
62,877	1123,379	54,554	441,923
64,659	1243,168	55,753	500,734

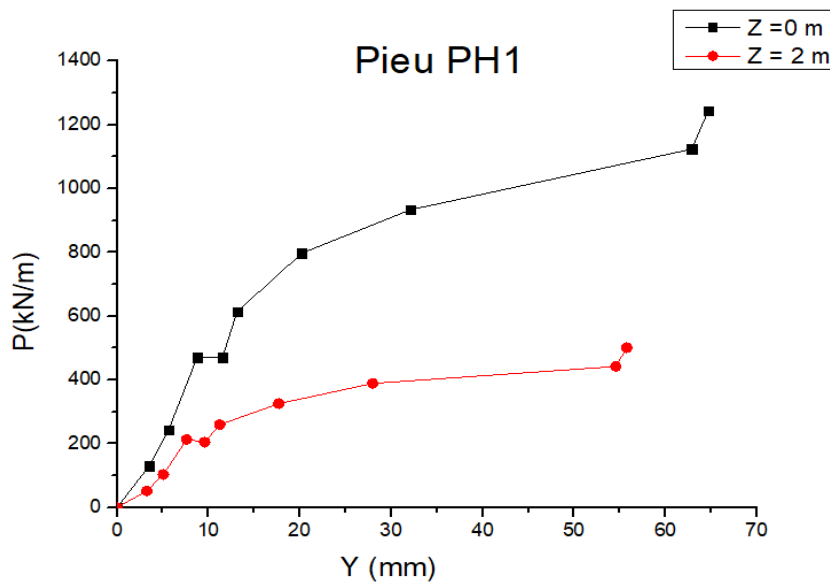


Figure 4.2 : Courbes des réactions latérales en fonction du déplacement latéral.

b) Pieu PH2

Tableau 4.3 : Valeurs des réactions latérales en fonction du déplacement latéral.

Z = 2.5 m	
Y(mm)	P(kN/m)
0	0
0,704	70.164
2,195	154.164
3,009	193.227
3,792	175.813
4,106	216.168
4,611	245.909
4,904	160.485

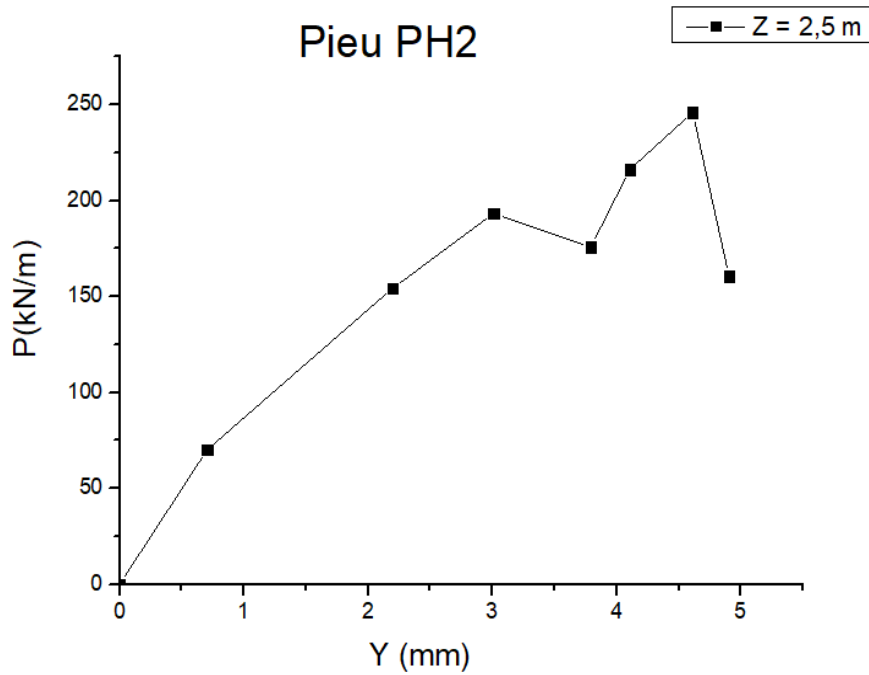


Figure 4.3 : Courbes des réactions latérales en fonction du déplacement latéral.

c) Pieu PH3

Tableau 4.4 : Valeurs des réactions latérales en fonction du déplacement latéral.

Z = 0 m		Z = 2 m		Z = 10 m		Z = 12 m		Z = 14 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,240	253.673	0,108	83.513	0,023	265.721	0,024	520.009	0,947	75.481
2,878	505.083	0,638	192.433	0,392	572.439	0,0615	1099.957	2,380	147.529
22,672	1293.932	2,373	608.242	1,240	1686.584	0,653	3170.086	18,814	346.474
56,875	1838.092	8,072	715.062	3,928	2118.112	2,027	4063.714	46,832	528.382
74,987	2157.649	11,092	864.809	5,378	2534.977	2,472	4848.057	63,661	613.257
98,156	2493.64	21,823	994.38	12,642	2919.064	5,829	5585.26	82,757	710.764

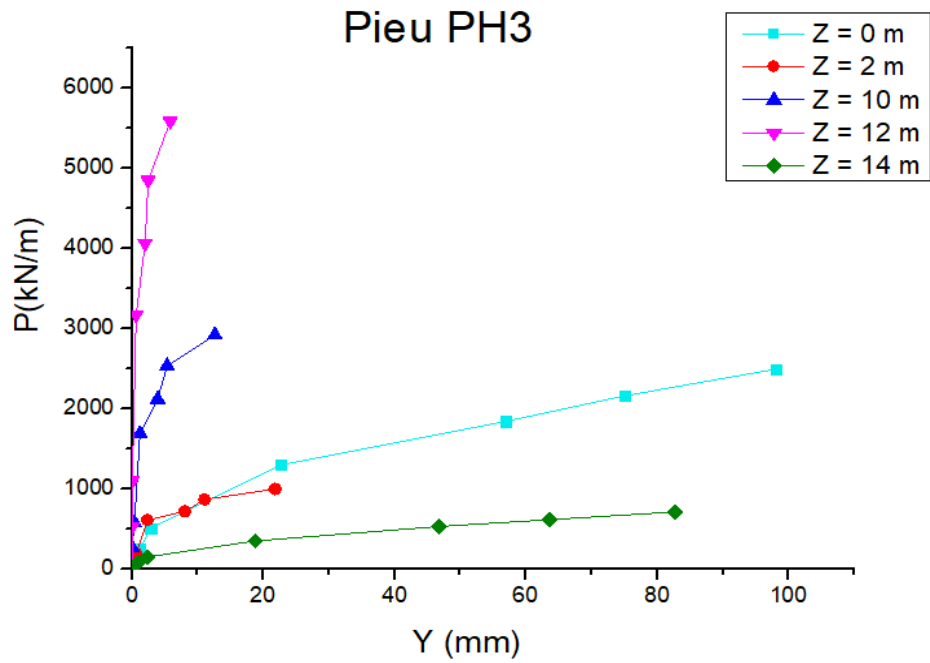


Figure 4.4 : Courbes des réactions latérales en fonction du déplacement latéral.

Le détail de calcul des courbes P-Y se trouve en annexe G.

4.3.2 Paramètres des courbes P-Y

Les courbes P-Y ayant une allure hyperbolique, ont été ajustées par la fonction hyperbolique (voir figure 4.5)

$$P = \frac{y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{y}{P_u}} \tag{4.6}$$

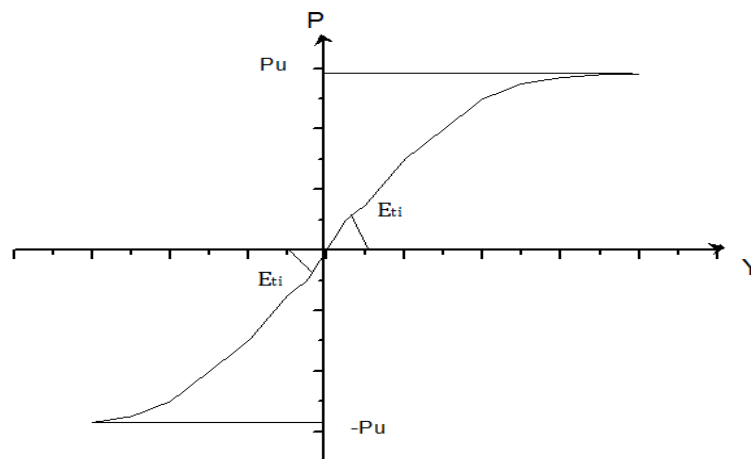


Figure 4.5 : la courbe hyperbolique de l'effort latéral.

Les résultats sont résumés au tableau (4.5).

Les pieux PH4 et PH5 ont donné des courbes P-Y irrégulier qui n'ont pas pu d'ajuster par une fonction hyperbolique.

En utilisant le programme HYPER2 qui donne les résultats suivants :

Tableau 4.5 : Les paramètre des courbes P-Y.

Pieu	Z(m)	E_{ti} (KN/m/mm)	P_u (KN/m)	R%
PH1	0	56.09	1822.71	95.99
	2	27.53	708.26	93.78
PH2	2.5	162.41	269.23	84.82
PH3	0	154.74	2720.59	98.27
	2	52.93	773.36	97.99
	10	445.50	1073.06	99.27
	12	2613.07	3138.47	99.23
	14	12816.54	5848.56	99.35

Après les paramètres des courbes P-Y on peut calculer le nombre modulaire K_E et le coefficient de de résistance latérale K_P qui sont définie comme suite :

$$K_E = \frac{E_{ti}(z)}{E_M(z)} \quad (4.7)$$

$$K_P = \frac{P_u(z)}{P_L^*(z)} \quad (4.8)$$

Tableau 4.6 résume les résultats Le tous les pieux de K_P et K_E :

Tableau 4.6 : les facteurs K_E et K_P en fonction de la nature du sol et la profondeur.

Pieu	Profondeur (z)	Nature du sol	K_E	K_P
PH1	0	Limon argileux	0.428	151.825
PH1	2	Limon argileux	0.428	151.825
PH2	2.5	Sable limoneuse	0.0173	16.83
PH3	0	Argile limoneuse	0.47	6.91
PH3	2	Argile limoneuse	0.16	1.96
PH3	10	Sable grossier	0.0269	2.568
PH3	12	Sable grossier	0.182	7.497
PH3	14	Sable grossier	1.965	16.530

Calcule à partir de l'équation (116) de Ménard qui trouvé dans le chapitre 1.

$$K_E = \frac{18}{4 * (2.65)^\alpha + 3\alpha} \quad (4.9)$$

Tableau 4.7 : calcul de facteur modulaire à partir de l'équation de Ménard.

Pieu	Profondeur (z)	D(m)	K_E	Nature du sol
PH1	0	20	1.86	Limon argileux
PH1	2	20	1.86	Limon argileux
PH2	2.5	19.5	2.24	Sable limoneuse
PH3	0	19.8	1.32	Argile limoneuse
PH3	2	19.8	1.32	Argile limoneuse
PH3	10	19.8	2.24	Sable grossier
PH3	12	19.8	2.24	Sable grossier
PH3	14	19.8	2.24	Sable grossier

Dans le tableau suivant on va récapituler toutes les valeurs de K_E à partir la nature de sols fin.

Tableau 4.8 : comparaison du nombre modulaire de sols fin.

Pieu	Profondeur (z)	K_E (Ménard)	K_E Essai	Nature du sol
PH1	0	0.428	1.86	Limon argileux
PH1	2	0.428	1.86	Limon argileux
PH3	0	0.47	1.32	Argile limoneuse
PH3	2	0.16	1.32	Argile limoneuse

Dans le tableau suivant on va récapituler toutes les valeurs de K_E à partir la nature de sols sableux.

Tableau 4.9 : comparaison du nombre modulaire de sols grenus.

Pieu	Profondeur (z)	K_E (Ménard)	K_E (Expérimentale)	Nature du sol
PH2	2.5	0.0173	2.24	Sable limoneuse
PH3	10	0.0269	2.24	Sable grossier
PH3	12	0.182	2.24	Sable grossier
PH3	14	1.965	2.24	Sable grossier

On conclut que les valeurs expérimentales de K_E sont beaucoup plus grandes que celles calculé par l'équation de Ménard.

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de la construction des courbes de réaction latérale en fonction du déplacement mesuré par l'inclinomètre, et on a étudié les paramètres de la courbe P-Y, à savoir E_{ti} et P_u , en fonction des caractéristiques pressiométriques, en définissant le nombre modulaire K_E et le coefficient de résistance latérale Kp .

7.1 Introduction

En cas expérimentale (réelle) dans les deux cas du sol (fins et granulaires), on fait une comparaison entre les résultats de calcul de la capacité portante à partir de la méthode pressiométrique et la méthode d'ajustement hyperbolique des courbes de chargement expérimentale.

D'après les résultats de chapitre 6 on analyse entre les paramètres des courbes T-v et qp-v/b et les coefficients recommandés par Frank et Zhao.

7.2 Calcul de la capacité portante verticale des pieux d'essai

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ. Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable. Les contraintes dans le sol sont uniformes et l'essai est réalisé rapidement.

La zone utile est $[D-b ; D+3a]$ m.

La pression limite nette équivalente en pointe du pieu se calcule en rejoignant par des droites du profil de $P_l^*(z)$ et en calculant la somme des aires des trapèzes entre 51 et 53m.

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

On trouve le facteur de portance pressiométrique K_p d'après le tableau 1 (annexe F) de classification des sols selon la pression limite du pieu qui donne la catégorie du sol, et trouve K_p de tableau 1.1.

La résistance en pointe est $q_t = K_p P_{le}^*$ et la charge limite en pointe est : $Q_p = \pi B^2 q_t$.

$q_s = f$ (Nature du sol, catégorie du sol, mode d'installation).

q_s Se détermine soit graphiquement (figure 1.4) soit par calcul (chapitre 1 les équations 1.5 à 1.8).

Le tableau 1.2 permet de sélectionner les courbes Q_1 à Q_7 .

L'effort limite du frottement latéral sol/pieu se calcule par :

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

Ainsi la capacité portante est : $Q_t = Q_p + Q_s$

Les détails de calcul pour les pieux PV1 à PV5 sont regroupés à l'annexe F.

Les calculs sont faits analytiquement et les résultats sont regroupés sur le tableau suivant (tableau 7.1) :

Tableau 7.1 : Capacité portante trouvée par la méthode pressiométrique.

Pieu d'essai	PV1	PV2	PV3	PV4	PV5
Longueur de pieu(m)	51.5	52.5	20	9	23
D/B	51.5	52.5	20	9	23
Q_p (kN)	8268.20	4970.93	4072.03	3817.93	4468.38
Q_s (kN)	11503	22385.06	7536	3391.2	8666.4
Q_t (kN)	19771.2	27355.99	11608.03	7209.13	13134.78

7.3 Comparaison des valeurs expérimentales et de calcul de Q_l

On présente dans le tableau 7.2 les valeurs de la capacité portante déterminées de l'ajustement hyperbolique des courbes de chargement expérimentale $Q - v_0$ (essai de chargement) comme montré au chapitre 5, et les valeurs de la capacité portante par la méthode pressiométrique.

Tableau 7.2 : Capacité portante trouvée de l'ajustement hyperbolique et par la méthode pressiométrique.

Pieu d'essai	D/B	Q_L (KN) (l'ajustement hyperbolique)	Q_L (KN) (la méthode pressiométrique)
PV1	51.5	59008.44	19771.2
PV2	52.5	58448.67	27355.99
PV3	23	12493.65	11608.03
PV4	9	-	7209.13
PV5	23	33431.33	13134.78

On remarque que la capacité portante de la méthode pressiométrique donne une valeur qui varie entre 0.3 à 0.6 à fois la valeur trouvée de la courbe de chargement. Donc les deux valeurs sont en non concordance sauf la capacité du pieu PV3.

On conclut d'après les résultats d'essais de pieux sur ce site que la méthode pressiométrique prévoit des capacités portantes plus petites que les valeurs expérimentales. On peut conclure qu'elle est sécuritaire.

7.4 Comparaison des valeurs du nombre modulaire K_B

$$K_B = \frac{B_0(z) \cdot B}{E_M(z)}$$

Tableau 7.3 : Résultat de rapport $\frac{B_0(z) \cdot B}{E_M(z)}$ pour les sols fins et granulaires.

	K_B (Frank et Zhao)	K_B (Expérimentales)
Pour les sols fins	2	0.45
Pour les sols granulaire	0.8	0.15

On conclut que les valeurs expérimentales de K_B sont beaucoup plus petites que celle recommandée par Frank et Zhao et qui se trouvent dans le règlement français Fascicule 62.

7.5 Comparaison des valeurs du coefficient de frottement latéral K_S

$$Q_s(\text{essai}) = \pi BK_S \int_0^D P_L(z) dz$$

$$K_S = 0.05$$

Tableau 7.4 : les valeurs de l'effort vertical Q_s .

Pieu d'essai	D(m)	$P_L(z)$ (KPa)	$Q_s(\text{Essai})(kN)$	$Q_s(\text{PMT})(kN)$
PV1	51.5	122185.72	19183.158	11503
PV2	52.5	180565.906	28348.847	22385.06
PV3	20	43396	6813.172	7536
PV4	9	14175	2225.475	3391.2
PV5	23	55079.5	8647.48	8666.4

On remarque que les valeurs de l'effort vertical de l'essai statique et l'essai pressiométrique Q_s est presque en concordance sauf les pieux PV1 et PV2 qui contient des valeurs de Q_s incomparables entre les deux essais.

7.6 Comparaison des valeurs du nombre modulaire K_R et coefficient de portance K_P

$$K_R = \frac{R_0}{E_M(z=D)} \text{ et } K_P = \frac{q_l}{P_l(z=D)}$$

Tableau 7.5 : Résultat de rapport $\frac{R_0}{E_M(z=D)}$ et $\frac{q_l}{P_l(z=D)}$ pour les sols granulaires.

	K_R	K_P
Les valeurs Expérimentales	2.32	1.21
Les valeurs de Frank et Zhao	4.80	1.20

Concernant K_P , on a trouvé pratiquement la même valeur que celle de la méthode pressiométrique par contre, pour K_R , on a trouvé une seule valeur expérimentale environ la moitié de la valeur recommandée par Frank et Zhao.

7.7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a calculé la capacité portante Q_l à partir d'essai pressiométrique et on a comparé avec les valeurs de capacité portante évaluée dans le chapitre 5. Ainsi qu'on a essayé de trouver une relation entre les paramètres de transfert de charge et les caractéristiques géotechnique pressiométrique et on a comparé avec les valeurs recommandées par Frank et Zhao.

6.1 Introduction

Une des méthodes d'étude du comportement des pieux est la méthode de transfert de charge, qui a connu, ces dernières années, une large utilisation dans les projets de fondation sur pieux.

L'essai de chargement vertical, qui sera aussi interprété dans ce chapitre, est réservé dans la plupart des cas aux grands projets d'ouvrage. Ainsi, l'objectif de ce chapitre est de déterminer expérimentalement les paramètres de transfert de charge B_0 , q_s , R_0 et q_l en corrélation avec les caractéristiques géotechniques in-situ telles que le module pressiométrique E_M et la pression limite P_l .

6.2 Méthodologie de construction des courbes $\tau - v$ et $q_p - v$

La méthode de transfert de charge, ou méthode des courbes t-z et q-z, est l'une des méthodes pratiques de calcul du tassement d'un pieu isolé. Elle se base, comme le schématise la figure (6.1), sur la discrétisation de l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts non linéaires indépendants reprenant les contraintes de frottement latéral $\tau(z)$ et la pression verticale q_p à la base du pieu [5].

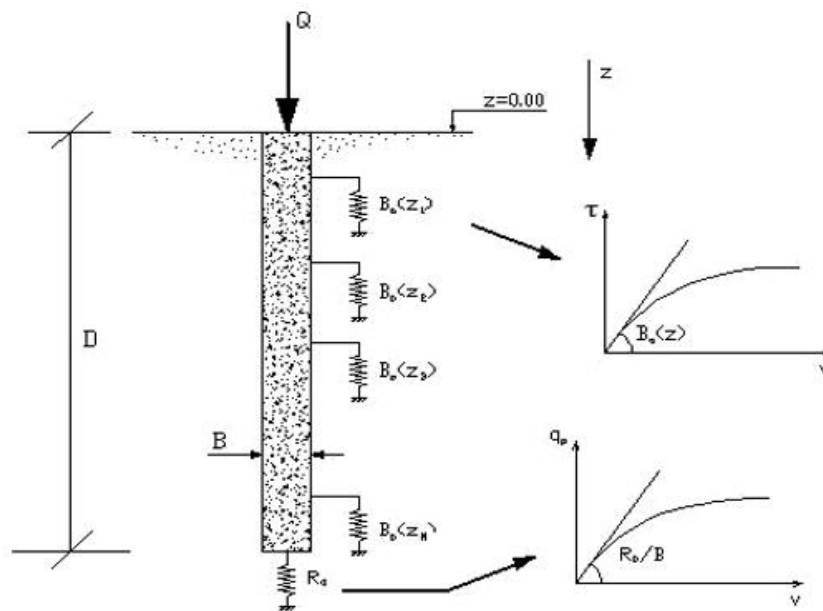


Figure 6.1 : Principe de transfert de charge d'un pieu isolé.[19]

Cette méthode est présentée au chapitre 1 qui définit le calcul de tassement par la méthode des courbes de transfert de charges.

6.3 Interprétation des courbes $\tau - v$

La méthodologie suivie pour interpréter chaque essai de chargement vertical des pieux d'essais (PV1, PV2, PV3, PV4 et PV5) est décrite comme suit :

a) Courbes $\tau - v$

- 1-Digitalisation des courbes charge-déplacement résultant de l'essai de chargement.
- 2- Digitalisation des courbes de distribution des efforts le long du pieu (figure 6.2).
- 3- Calcul du frottement latéral $\tau(v)$.

La méthode d'obtention de $\tau(v)$ est comme suite :

L'équilibre d'un élément (dz) du pieu (figure 6.3), donne :

$$\sum F = 0 \quad \longrightarrow \quad \sigma(z) + d\sigma(z)S - \tau(z)P \cdot dz - \sigma(z)S = 0 \quad (6.1)$$

Avec

S : aire de la section droite du pieu,

P : périmètre du pieu.

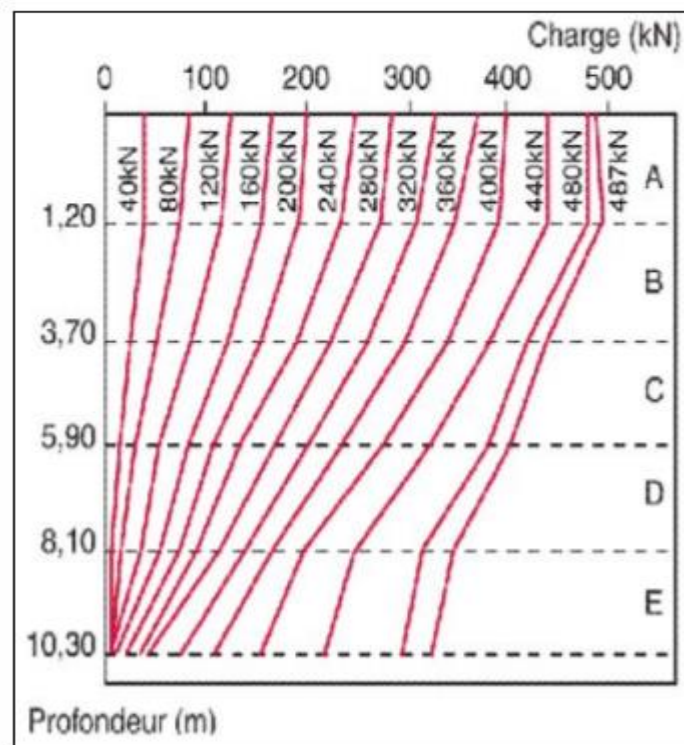


Figure 6.2 : Exemple des courbes de distribution des efforts le long du pieu. [9]

En développant l'équation (6.1), on trouve :

$$\tau(z) = \frac{S}{P} \frac{d\sigma(z)}{dz} \tag{6.2}$$

Pour le cas de pieu à section constante S :

$$\sigma = \frac{dN}{S} \rightarrow \frac{d\sigma}{dz} = \frac{1}{S} \frac{dN}{dz}$$

D'où

$$\tau(z) = \frac{1}{P} \frac{dN(z)}{dz} \tag{6.3}$$

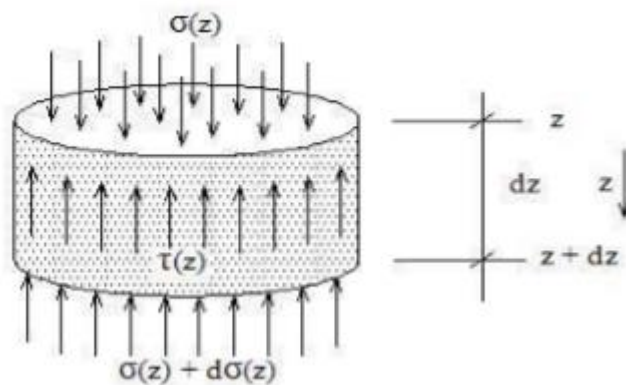


Figure 6.3 : Représentation d'un élément dz du pieu. [15]

On fait l'ajustement de chaque courbe τ - v pour avoir la pente initiale B_0 et la valeur du frottement limite q_s (figure 6.4).

Pour chaque essai de chargement vertical, on aura les paramètres de transfert de charges B_0 et q_s .

D'où

B_0 : est la pente initiale de la courbe,

q_s : est l'asymptote horizontale.

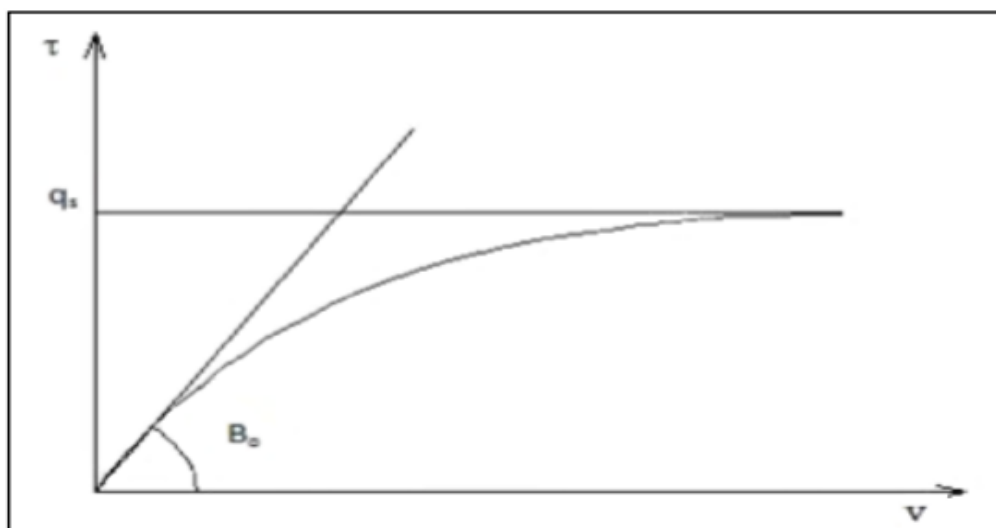


Figure 6.4 : Exemple d'ajustement de la courbe frottement latéral-tassement. [15]

b) Courbes $q_p - v$

Pour le calcul de l'effort en pointe q_p , on utilise l'équation (6.4) suivante :

$$q_p = \frac{N_p}{S} \quad (6.4)$$

Avec :

N_p : charge verticale en pointe,

S : la section du pieu.

On fait ajustement de chaque courbe q_p - v pour avoir la pente initiale R_0/B et la valeur de l'effort limite q_l , (figure 6.5). Pour chaque essai de chargement vertical, on aura les paramètres de transfert de charges de la pointe R_0 et q_l .

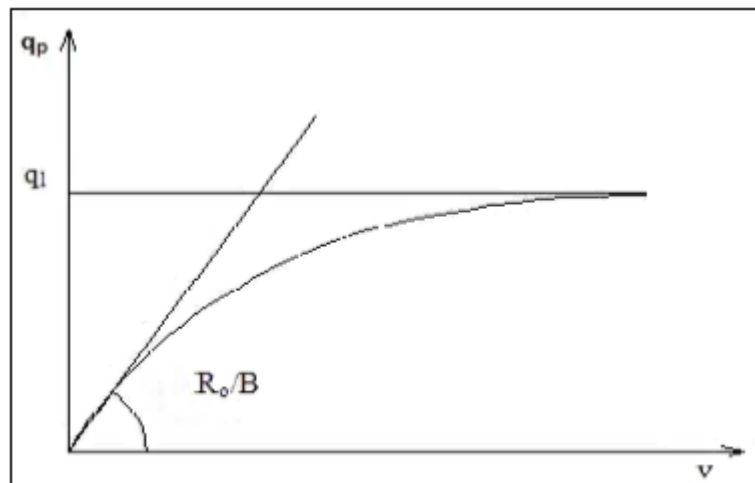


Figure 6.5 : Exemple d'ajustement de la courbe pression en pointe – tassement. [15]

6.3.1 Présentation des courbes τ - v

On présente dans les tableaux et graphes suivants les valeurs du frottement latéral mesuré le long du pieu, ainsi que les courbes de transfert de charge $\tau(z) - v(z)$ et $q_p - v_p/B$.

On obtient $\tau(z)$ en ajustant la courbe $N(z)$ par un polynôme tout en imposant que : $z = 0$ on a $N(0) = Q$ (charge appliquée).

On présente l'ajustement de polynôme de degré trois par le logiciel CurveExpert pour le pieu PV1.

Q =1848.09 KN

R = 98.69 %

$N(Z) = 1848.09 + 93.95Z - 7.48Z^2 + 0.097Z^3$

$N'(Z) = 93.95 - 14.96Z + 0.291Z^2$

Les résultats de tous les essais sont présentés en Annexe G.

a) Pieu PV1

Tableau 6.1 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV1.

Q(kN)		1848,09			3696,18		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	2243,526	45,154	14,359	3876,352	18,502	5,884
-2	8.5	2227,469	12,185	3,874	3881,685	68,397	21,750
-9	15.5	1711,605	68,017	21,629	2902,347	142,177	45,212
-15.5	22	1281,476	94,326	29,995	1923,194	160,67	51,093
-22	28.5	872,714	96,045	30,542	1200,715	130,997	41,657
-28	34.5	107,665	75,807	24,106	457,032	60,857	19,352

Q(kN)		5544,27			7392,36		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	5566,207	12,802	4,071	7234,672	19,805	6,298
-2	8.5	5600,062	102,897	32,721	7240,006	115,705	36,794
-9	15.5	4470,989	206,917	65,799	6068,164	194,525	61,859
-15.5	22	2885,769	242,96	77,261	4525,714	209,8	66,716
-22	28.5	1371,852	220,697	70,182	3403,932	169,305	53,839
-28	34.5	321,571	148,397	47,190	2567,581	82,425	26,211

Q(kN)		9240,46			11088,55		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	9154,548	3,915	1,245	10899,613	12,775	4,062
-2	8.5	9133,702	115,715	36,797	10925,581	141,325	44,941
-9	15.5	8066,871	226,875	72,146	10030,14	281,465	89,506
-15.5	22	5972,266	282,71	89,902	7312,227	332,62	105,773
-22	28.5	4422,923	292,915	93,147	5217,622	307,725	97,856
-28	34.5	2702,7593	261,835	83,264	3980,4673	217,245	69,084

Q(kN)		12936,64			14784,73		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	12722,654	10,325	3,283	14467,79	61,83	19,662
-2	8.5	12670,646	138,325	43,987	14431,363	211,83	67,362
-9	15.5	11666,21	262,085	83,343	12071,243	321,03	102,087
-15.5	22	9119,615	319,09	101,471	9945,477	317,13	100,847
-22	28.5	7196,401	320,325	101,863	8411,785	211,83	67,362
-28	34.5	5507,399	271,965	86,485	7532,992	24,63	7,832

Q(kN)		16632,82			18480,91		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	16306,341	85,627	27,229	18020,314	106,69	33,927
-2	8.5	16301,076	227,727	72,417	18061,793	227,14	72,230
-9	15.5	13473,599	318,307	101,222	15062,925	300,01	95,403
-15.5	22	11488,061	289,22	91,972	13544,744	267,64	85,109
-22	28.5	10795,669	151,127	48,058	12540,806	138,94	44,183
-28	34.5	9963,689	73,092	23,243	11786,659	65,36	20,784

Q(kN)		20329,004			22177,09		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	20092,58	73,19	23,274	21744,23	133,262	42,377
-2	8.5	20087,314	224,69	71,451	21707,805	275,562	87,628
-9	15.5	17150,771	315,83	100,434	17883,074	351,302	111,714
-15.5	22	15476,852	274,1	87,164	16411,709	292,64	93,059
-22	28.5	14550,746	110,69	35,199	15656,993	109,762	34,904
-28	34.5	14139,452	148,15	47,112	15121,052	169,297	53,836

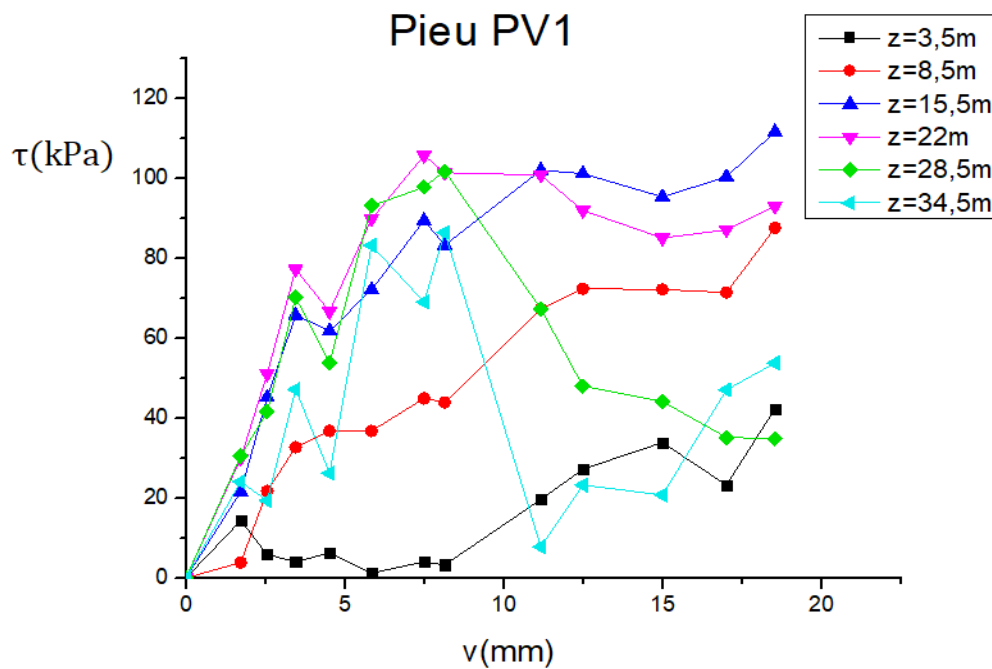


Figure 6.6 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV1.

b) Pieu PV2

Tableau 6.2 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV2.

Q(kN)		1817,616			3635,232		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	2270,930	63,275	20,121	3829,227	50,722	16,129
-2	8.5	2265,127	23,825	7,576	3869,936	58,577	18,627
-9	15.5	2024,520	100,405	31,928	3559,429	153,637	48,856
-15.5	22	621,498	124,13	39,473	1621,383	181,36	57,672
-22	28.5	358,163	102,225	32,507	869,799	150,777	47,947
-28	34.5	95,355	41,505	13,198	211,635	70,797	-22,514
-36	42.5	16,3541	99,935	31,779	39,478	113,122	35,972

Q(kN)		5452,848			7270,465		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	5643,210	61,427	19,533	7271,276	29,007	9,224
-2	8.5	5637,407	78,772	25,049	7288,729	95,092	30,239
-9	15.5	5117,462	201,972	64,227	6536,354	215,912	68,660
-15.5	22	3016,887	240,03	76,329	4621,696	272,82	86,756
-22	28.5	1683,898	204,572	65,054	2753,551	276,492	87,924
-28	34.5	234,892	106,592	33,896	1327,933	232,632	73,977
-36	42.5	39,478	121,487	38,633	16,222	103,592	32,942

Q(kN)		9088,081			10905,697		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	9080,572	22,562	7,175	10832,556	30,517	9,704
-2	8.5	9077,259	90,837	28,886	10829,121	109,282	34,751
-9	15.5	8339,135	211,797	67,351	9724,329	252,082	80,162
-15.5	22	6419,893	284,63	90,512	7968,049	329,4	104,749
-22	28.5	4093,240	319,435	101,585	5559,792	353,482	112,407
-28	34.5	2663,134	317,817	101,065	3437,212	328,462	104,451
-36	42.5	9,571	265,257	84,351	416,981	224,542	71,404

Q(kN)		12723,313			14540,93		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	12584,418	7,795	2,478	14621,466	21,527	6,845
-2	8.5	12621,723	114,695	36,473	14658,772	106,672	33,922
-9	15.5	11272,486	239,155	76,051	13268,792	253,392	80,578
-15.5	22	9556,947	328,4	104,431	11308,809	355,41	113,020
-22	28.5	6985,848	392,295	124,749	8737,710	424,472	134,982
-28	34.5	4659,441	428,775	136,350	6003,893	458,972	145,953
-36	42.5	1231,677	443,815	141,133	2331,806	461,292	146,691

Q(kN)		16358,546			18176,162		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	16210,242	1,197	0,3808	18043,708	2,912	0,926
-2	8.5	16247,669	125,402	39,877	17999,531	142,912	45,446
-9	15.5	14776,086	279,962	89,028	16079,797	306,152	97,356
-15.5	22	12775,484	399,79	127,133	14405,123	423,51	134,676
-22	28.5	10082,162	496,802	157,983	11426,614	507,912	161,516
-28	34.5	6329,943	566,102	180,020	6859,576	556,572	176,990
-36	42.5	2372,547	628,262	199,787	3309,467	577,772	183,731

Q(kN)		19993,778			21811,395		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
3	3.5	19876,806	23,005	7,315	21669,531	24,52	7,797
-2	8.5	19873,615	148,995	47,380	21666,095	147,48	46,898
-9	15.5	17954,126	344,435	109,530	19991,175	347,96	110,651
-15.5	22	15953,2793	478,53	152,172	17338,595	492	156,456
-22	28.5	13015,389	566,995	180,304	14482,186	595,48	189,362
-28	34.5	7144,640	608,155	193,393	8652,056	655	208,29
-36	42.5	3961,322	602,555	191,612	4613,301	680,6	216,430

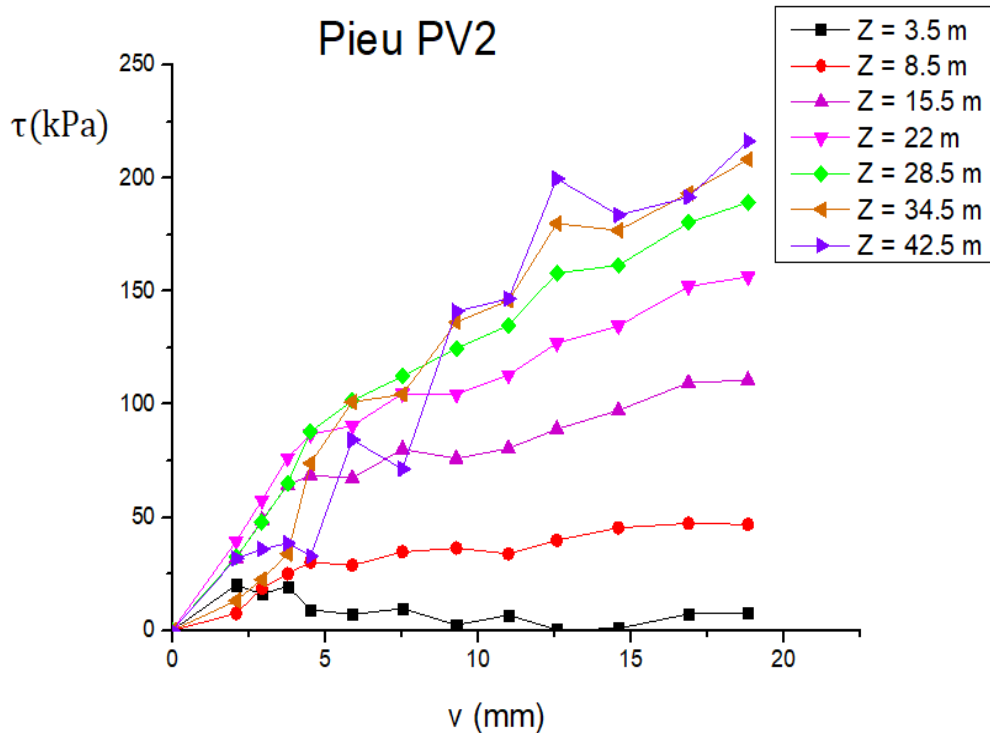


Figure 6.7 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV2.

c) Pieu PV3

Tableau 6.3 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV3.

Q(kN)		9500			10000		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.5	1	9488,371	434,824	138,274	9999,802	489,528	155,669
4	2,5	9745,305	382,232	121,549	10300,86	417,937	132,904
1	5,5	6820,333	310,988	98,894	7093,683	319,549	101,616
-2	8,5	5791,218	284,996	90,628	6020,461	280,885	89,321
-5	11,5	5996,535	304,256	96,753	6172,890	301,955	96,018
-8	14,5	4685,197	368,768	117,268	5152,539	382,725	121,707
-12	18,5	3700,971	525,176	167,006	3965,504	583,345	185,503
-13	19,5	1629,668	576,848	183,437	1620,796	650,089	206,728

Q(kN)		10700			11500		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.5	1	10683,179	538,804	171,339	11490,018	595,071	189,232
4	2,5	11034,952	461,26	146,680	11848,392	502,136	159,679
1	5,5	7486,093	351,856	111,890	8021,785	370,820	117,920
-2	8,5	6304,843	303,364	96,469	6774,389	312,242	99,293
-5	11,5	6624,805	315,784	100,419	7094,352	326,422	103,795
-8	14,5	5357,543	389,116	123,738	5866,796	413,300	131,429
-12	18,5	4448,272	581,644	184,962	4904,591	642,312	204,255
-13	19,5	1777,320	646,696	205,649	1869,907	719,702	228,886

Q(kN)		12200		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.5	1	12197,644	648,858	206,336
4	2,5	12575,857	550,245	174,977
1	5,5	8398,745	407,937	129,723
-2	8,5	7071,989	338,853	107,755
-5	11,5	7305,978	342,993	109,071
-8	14,5	6190,835	420,357	133,673
-12	18,5	5255,097	637,413	202,697
-13	19,5	2015,40	712,017	226,421

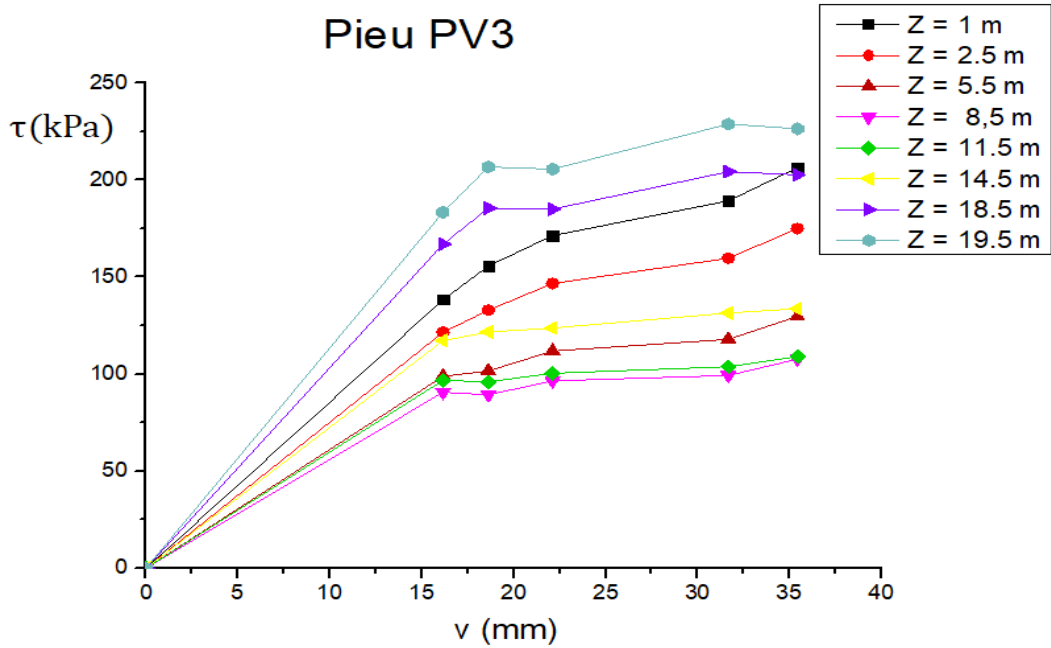


Figure 6.8 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV3.

d) Pieu PV4

Tableau 6.4 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV4.

Q(kN)		662.37			1391.05		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.2	1	662.37	35.92	11.43	1391.02	56.4	17.961
4	2.2	648.77	43.48	13.84	1666.58	113.02	35.99
3	3.2	410.61	53.08	16.90	1096.41	196.05	62.43
1.5	4.6	535.69	71.56	22.78	857.12	223.50	71.18
0	6.2	339.17	99.88	31.80	542.78	128.01	40.76
-1.5	7.7	282.02	133.405	42.48	539.21	84.41	26.88
-2.5	8.2	162.58	146.08	46.52	473.46	181.6512	57.85

Q(kN)		2023.1			2805.3		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.2	1	2023.08	82.09	26.14	2805.27	100.65	32.05
4	2.2	2598.85	203.78	64.89	3648.93	310.67	98.94
3	3.2	1685.66	344.52	109.72	2339.35	504.61	160.70
1.5	4.6	1264.30	392.69	125.06	1489.26	548.82	174.78
0	6.2	810.56	235.04	74.85	1175.01	274.63	87.46
-1.5	7.7	892.82	118.78	37.82	1396.55	296.99	94.58
-2.5	8.2	741.31	281.04	89.50	1137.78	555.18	176.81

Q(kN)	Z(m)	3165.3			3722.1		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.2	1	3165.29	43.14	13.73	3722.08	75.32	23.98
4	2.2	3683.10	319.79	101.84	4444.46	350.82	111.72
3	3.2	2723.50	497.70	158.50	3251.92	562	178.98
1.5	4.6	2088.08	556.56	177.24	2442.26	637.81	203.12
0	6.2	1242.43	352.10	112.13	1670.46	410.38	130.69
-1.5	7.7	1339.98	102.81	32.74	1678.99	107.08	34.10
-2.5	8.2	1044.94	311.06	99.06	1338.52	345	109.87

Q(kN)	Z(m)	4242.9			5046		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.2	1	4242.94	48.45	15.42	5046	12.04	3.83
4	2.2	4993.70	419.45	133.58	5683.12	501.12	159.59
3	3.2	3638.27	645.69	205.63	4308.72	748.97	238.52
1.5	4.6	2684.65	712.44	226.89	3196.06	821.38	261.58
0	6.2	1833.35	431.61	137.45	2140.18	511.89	163.02
-1.5	7.7	1902.49	177.62	56.56	2141.10	158.26	50.40
-2.5	8.2	1516.56	455.10	144.93	1846.09	463.36	147.56

Q(kN)	Z(m)	5602.79			6227.82		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.2	1	5602.79	36.04	11.47	6227.82	83.21	26.5
4	2.2	6183.07	578.46	184.22	6592.17	596.04	189.82
3	3.2	4751.89	831.82	264.91	5331.46	836.95	266.54
1.5	4.6	3480.11	883.12	281.24	3968.76	889.46	283.26
0	6.2	2367.42	508.30	161.88	2776.57	542.68	172.82
-1.5	7.7	2527.49	262.98	83.75	2925.22	176.51	56.21
-2.5	8.2	2130.17	610.37	194.31	2482.45	500.99	159.55

Q(kN)	Z(m)	6864.15			7409.56		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
5.2	1	6864.15	58.36	18.58	7409.56	276.31	87.99
4	2.2	7398.99	652.27	207.73	7148.93	729.38	232.28
3	3.2	5945.07	929.81	296.12	6342.79	926.37	295.02
1.5	4.6	4457.37	986.38	314.13	4559.64	926.36	295.02
0	6.2	3015.18	576.73	183.67	3174.27	532.37	169.54
-1.5	7.7	3322.92	266.77	84.958	3720.64	218.65	69.63
-2.5	8.2	2743.83	646.75	205.97	3016.54	551.08	175.50

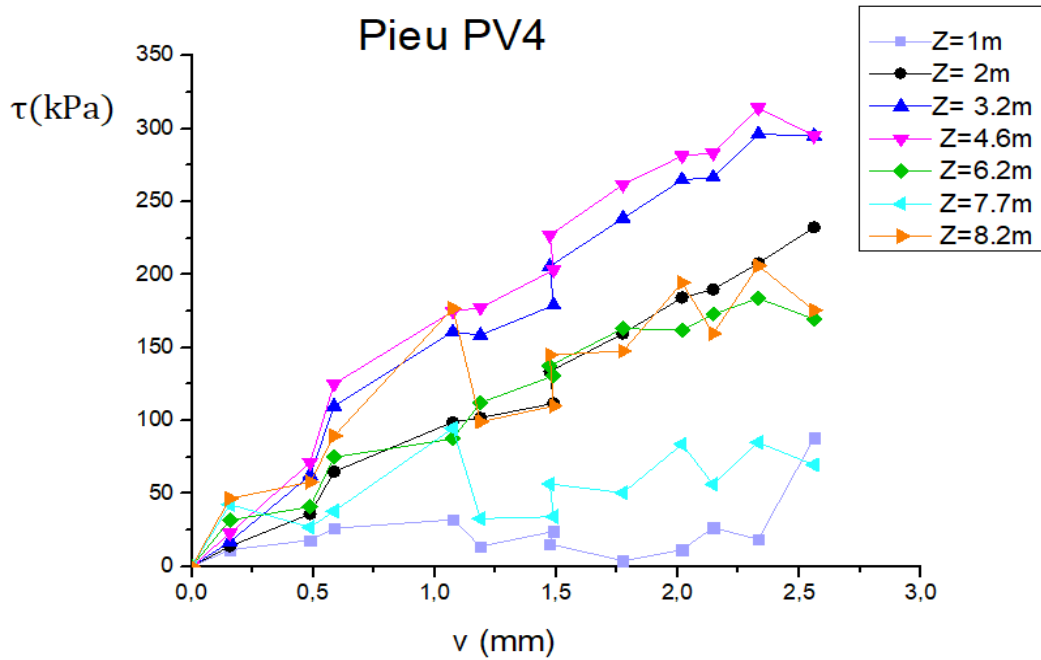


Figure 6.9 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV4.

e) Pieu PV5

Tableau 6.5 : Calcul des frottements latéraux du pieu PV5.

Q(kN)	Z(m)	2875			4313		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
8.2	1	2843.75	319.36	101.70	4250	438.82	139.75
6	3.2	1781.25	244.63	77.91	2812.5	344.71	109.78
-2.5	11.7	687.5	81.45	25.94	1156.25	131.44	41.86
-10	19.2	62.5	103.07	32.82	218.75	141.62	45.10

Q(kN)	Z(m)	5750			7180		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
8.2	1	5593.75	541.46	172.44	7143.75	577.51	183.92
6	3.2	3937.5	420.47	133.90	5138.71	478.64	152.43
-2.5	11.7	1875	171.84	54.72	2537.62	255.18	81.26
-10	19.2	468.75	241.18	76.81	593.83	267.17	85.08
-13.3	21.5				37.42	310.14	98.77

Q(kN)	Z(m)	8625			10063		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
8.2	1	8593.67	619.91	197.42	10181.45	640.08	203.84
6	3.2	6416.05	528.21	168.22	7762.10	566.91	180.54
-2.5	11.7	3331.51	325.89	103.78	4090.99	404.29	128.75
-10	19.2	801.046	347.89	110.79	1111.69	419.20	133.50
-13.3	21.5	36.937	392.30	124.93	37.04	453.53	144.43

Q(kN)	Z(m)	11500		
Z(mNGA)	Z(m)	N(z)(kN)	dN(z)/dz	τ (kPa)
8.2	1	11596.54	667.61	212.61
6	3.2	9108.27	606.46	193.14
-2.5	11.7	4919.40	480.69	153.08
-10	19.2	1318.80	515.51	164.17
-13.3	21.5	37.31	553.58	176.30

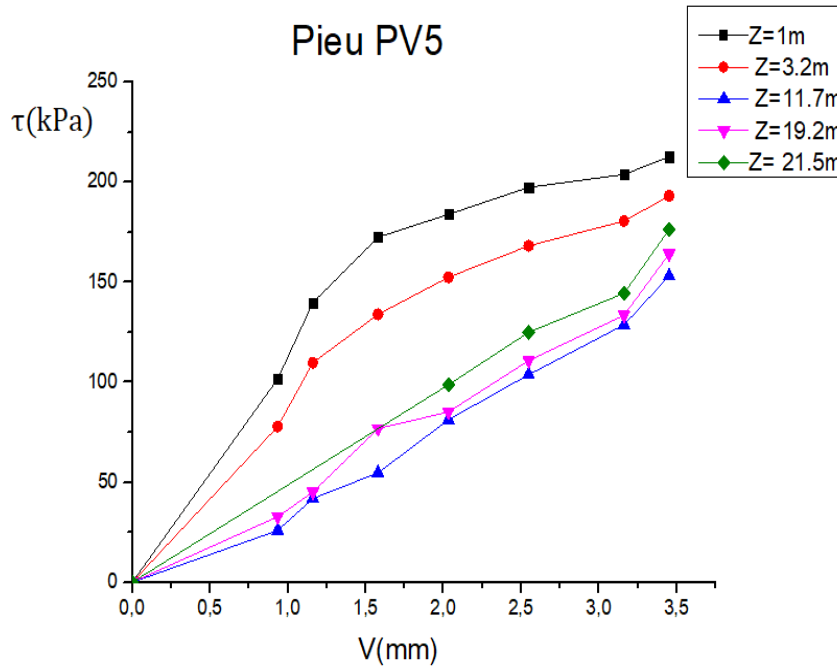


Figure 6.10 : Diagramme de frottement latéral en fonction de tassement du pieu PV5.

6.3.2 Paramètres des courbes τ - v

On propose de déterminer les paramètres de mobilisation des efforts aux interfaces sol/fût du pieu, en se basant sur le fait qu'en général, à une profondeur où les mesures ont été correctement faites, les courbes τ - v et $q_p - \frac{v_p}{B}$ sont d'allure hyperbolique comme le montrent les figures 6.4 et 6.5.

On ajuste les courbes par une fonction hyperbolique par la méthode des moindres carrés :

$$\tau(z) = \frac{v(z)}{\frac{1}{B_0(z)} + \frac{v(z)}{q_s(z)}} \tag{6.5}$$

$$q_p = \frac{\frac{v_p}{B}}{\frac{1}{R_0} + \frac{v_p}{B \cdot q_l}} \tag{6.6}$$

On retient les paramètres B_0, R_0, q_s, q_l correspondant à $R \geq 80\%$, le reste des courbes n'est pas exploité (R faible \rightarrow courbe perturbée).

a) PV1

Tableau 6.6 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV1.

Z(m)	B_0 (kPa/mm)	q_s (KPa)	R (%)
3.5	0.65	-23.28	-19.04
8.5	5.29	3627.013	1.78
15.5	23.80	144.87	96.40
22	59.53	102.65	97.27
28.5	14.66	35.17	93.77
34.5	27.56	29.36	49.06

b) PV2

Tableau 6.7 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV2.

Z(m)	B_0 (kPa/mm)	q_s (KPa)	R (%)
3.5	-0.99	1.49	38.50
8.5	7.16	75.69	87.31
15.5	23.04	140.009	97.55
22	25.94	217.779	97.95
28.5	20.34	380.24	94.62
34.5	9.25	-472.45	-39.41
42.5	11.054	-1579.58	-16.89

c) PV3

Tableau 6.8 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV3.

Z(m)	B_0 (kPa/mm)	q_s (KPa)	R (%)
1	15.876	318.237	99.02
2.5	14.737	255.489	99.12
5.5	14.499	167.312	99.06
8.5	18.449	124.904	99.26
11.5	26.942	120.91	99.77
14.5	32.594	150.827	99.98
18.5	35.918	244.413	99.66
19.5	37.177	277.998	99.51

d) PV4

Tableau 6.9 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV4.

Z (m)	B_0 (KPa/mm)	q_s (KPa)	R %
1	50.58	17.64	35.14
2.2	86.81	-9478.76	-69.21
3.2	137.61	3801.26	20.20
4.6	175.41	1207.62	67.12
6.2	98.01	89.12	70.78
7.7	204.88	292.96	82.07
8.2	228.50	223.51	51.19

e) PV5

Tableau 6.10 : Valeurs de paramètres de transfert de charges du pieu PV5.

Z (m)	B_0 (KPa/mm)	q_s (KPa)	R %
1	201.81	311.82	97.62
3.2	125.58	349.80	96.61
11.7	28.37	-259.52	-80.01
19.2	36.39	-573.51	-62.08
21.5	47.81	-9212.69	-72

On définit le nombre modulaire K_B et le coefficient du frottement latéral K_S comme suit, à chaque profondeur :

$$K_B = \frac{B_0(z) \cdot B}{E_M(z)}$$

$$K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$$

Les valeurs de K_S et K_B sont regroupées au tableau 6.11.

Selon la nature du sol, on constate qu'on peut regrouper les valeurs de K_S et K_B séparément pour les sols sableux ou les sols fins (argiles, limons, marnes), aux tableaux suivants :

Tableau 6.11 : Résultats de calcul des rapports $K_B = \frac{B_0(z) \cdot B}{E_M(z)}$ et $K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$ pour les sols pulvérulents.

Nature du sol	Pieu d'essai	Profondeur Z(m)	$K_B = \frac{B_0(z) \cdot B}{E_M(z)}$	$K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$
Sable graveleuse	PV1	22	0.994	0.16
	PV1	28.5	0.427	0.007
Sable consolidé	PV2	8.5	0.09	0.0131
Sable consolidé compact	PV2	15.5	0.18	0.0318
Passage dur de grés	PV2	22	0.107	0.0316
Sable consolidé compact	PV2	28.5	0.062	0.054
Sable fin lâche	PV3	5.5	0.12	0.057
Sable grossier	PV3	8.5	0.27	0.033
	PV3	11.5	0.181	0.029
	PV3	14.5	0.154	0.035
Sable grossier consolidé	PV3	18.5	0.18	0.057
	PV3	19.5	0.24	0.064
Sable grossier avec passage de grés	PV4	7.7	0.00402	0.0883
Sable grossier	PV5	3.2	0.00061	0.084

Tableau 6.12 : Résultats de calcul des rapports $K_B = \frac{B_0(z).B}{E_M(z)}$ et $K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$ pour les sols fins.

Nature du sol	Pieu d'essai	Profondeur Z(m)	$K_B = \frac{B_0(z).B}{E_M(z)}$	$K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$
Marne argileuse	PV1	15.5	0.508	0.43
Argile limoneuse	PV3	1	0.48	0.081
Limon sableux graveleux	PV3	2.5	0.45	0.065
Argile sableuse	PV5	1	0.00376	0.114

6.4 Corrélation avec E_M et P_l le long du pieu

Nous avons mené une étude statistique des rapports $K_B = \frac{B_0(z).B}{E_M(z)}$ et $K_S = \frac{q_s(z)}{P_l(z)}$, déterminés par l'interprétation des essais de chargement vertical.

a) Sols sableux

- Etude statistique des résultats calculés de K_B

Taille = 14

$K_B = 0.2149$

COV = 24.28 %

- Etude statistique des résultats calculés de K_S

Taille = 14

$K_S = 0.0558$

COV = 37.83 %

- Etude par histogramme (figure 6.11) du rapport K_B des sols sableux

Valeurs modales = 0.15

Fréquence relative = 84.60 %

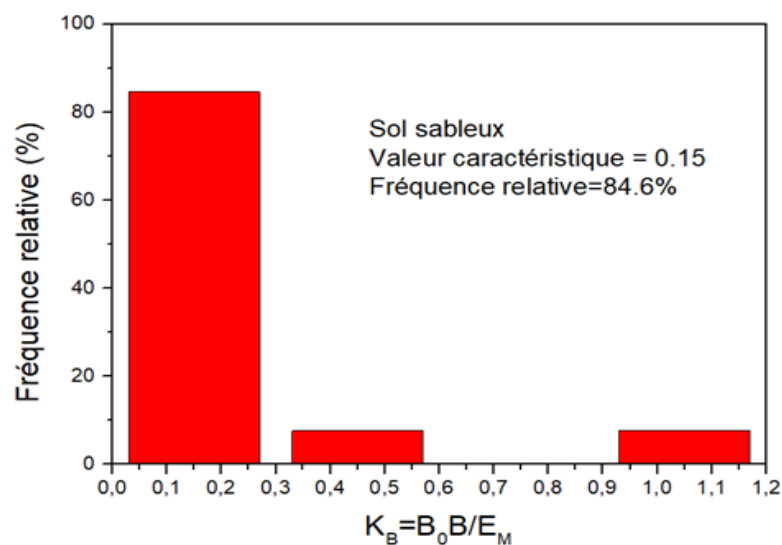


Figure 6.11 : Histogramme du rapport K_B pour les sols sableux.

- Etude par histogramme (figure 6.12) du rapport K_S des sols sableux

Valeurs modales = 0.05

Fréquence relative = 84.60 %

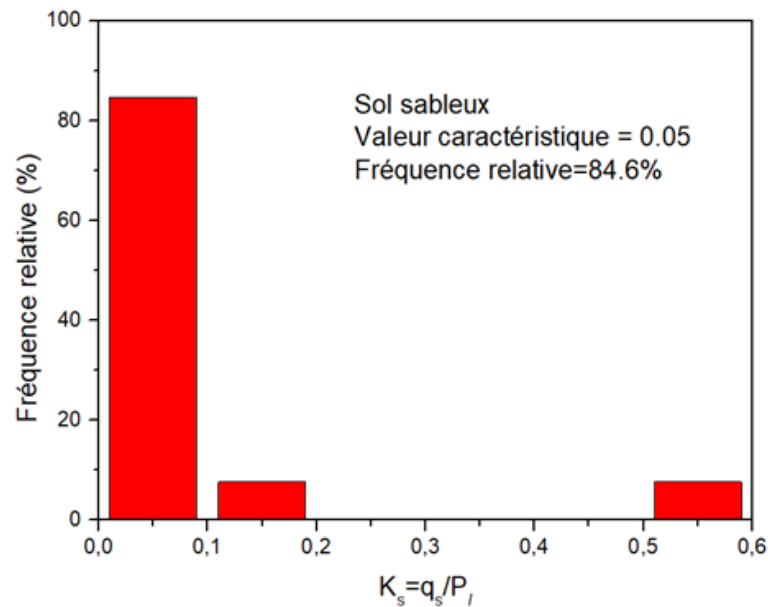


Figure 6.12 : Histogramme du rapport K_S pour les sols sableux.

b) Sols fins

- Etude statistique des résultats calculés de K_B

Taille = 4

$K_B = 0.36$

$COV = 15.86 \%$

- Etude statistique des résultats calculés de K_S

Taille = 4

$K_S = 0.1725$

$COV = 16.81 \%$

- Etude par histogramme (figure 6.13) du rapport K_B des sols fins

Valeurs modales = 0.45

Fréquence relative = 40 %

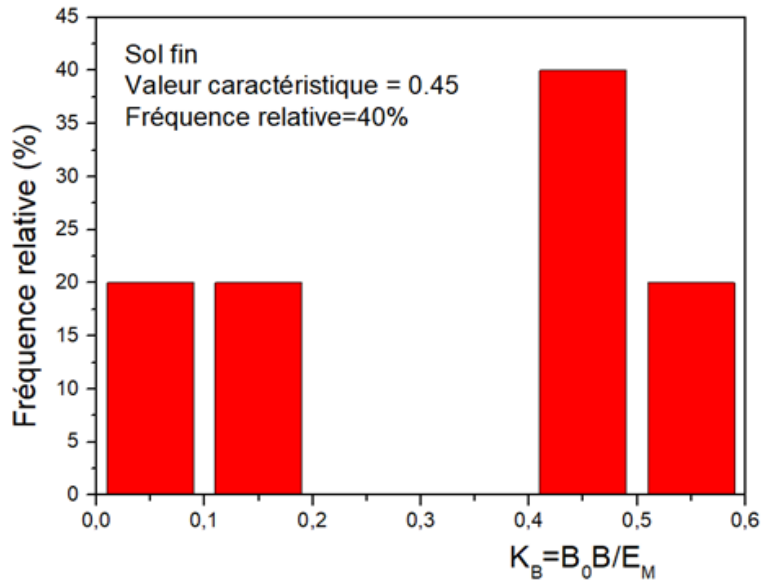


Figure 6.13 : Histogramme du rapport K_B pour les sols fins.

- Etude par histogramme (figure 6.14) du rapport K_S des sols fins

Valeurs modales = 0.05

Fréquence relative = 60 %

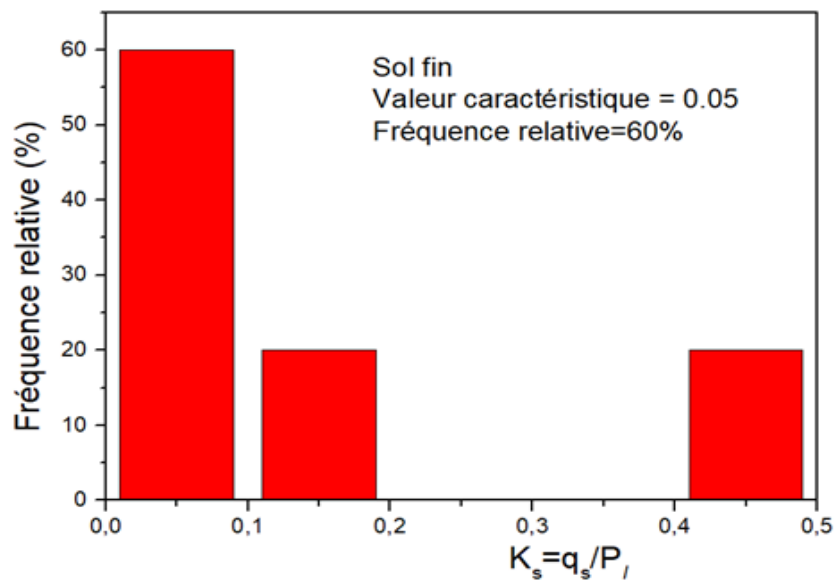


Figure 6.14 : Histogramme du rapport K_B pour les sols fins.

6.5 Interprétation des courbes $q_p - v/B$

6.5.1 Présentation des courbes $q_p - v/B$

On calcule l'effort en pointe pour chaque effort Q (kN) par l'équation suivante : $q_p = \frac{N(D)}{s}$

a) Pieu PV1

Tableau 6.13 : Résultats de calcul des efforts normal en fonction de la fiche D du pieu PV1.

Q(kN)	1848,09	3696,18	5544,27	7392,36	9240,46	11088,55
N(D)(kN)	96.999	2488.633	1180.803	4952.805	237.487	4464.62

12936,64	14784,73	16632,82	18480,91	20329,01	22177,09
3628.7875	14602.935	19839.338	20984.84	26694.146	28491.376

Tableau 6.13 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV1.

Q(kN)	Tassement v (mm)	B(mm)	v/B	q_p (kPa)
1848,09	1.723	1000	0,0017	123,566
3696,18	2.556	1000	0,0025	3170,234
5544,27	3.449	1000	0,0034	1504,208
7392,36	4.514	1000	0,0045	6309,305
9240,46	5.835	1000	0,0058	302,531
11088,55	7.489	1000	0,0074	5687,414
12936,64	8.137	1000	0,0081	4622,659
14784,73	11.159	1000	0,0111	18602,464
16632,82	12.480	1000	0,0124	25273,042
18480,91	14.983	1000	0,0149	26732,280
20329,01	16.997	1000	0,017	34005,282
22177,09	18.524	1000	0,0185	36294,746

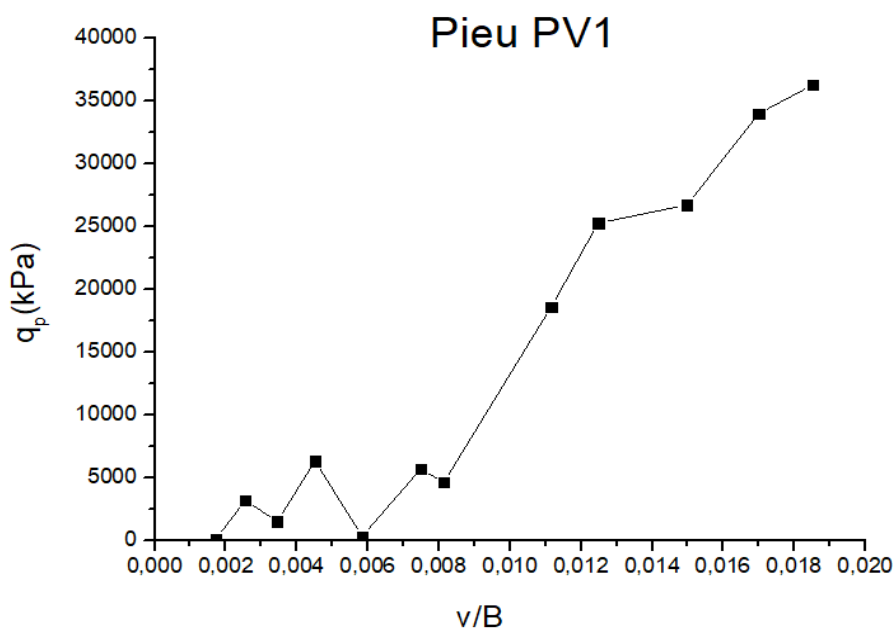


Figure 6.15 : Courbe de pression en pointe du pieu PV1.

Ajustement par HYPER :

$$R_0 = 128674.20 \text{ kPa}$$

$$q_l = -2135.004 \text{ kPa}$$

$$R = -43.42 \%$$

b) Pieu PV2

Tableau 6.14 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV2.

Q(kN)	Tassement v (mm)	B(mm)	v/B	q_p (KPa)
1817,616	2.094	1000	0,002	2921,363
3635,232	2.934	1000	0,0029	3997,021
5452,848	3.775	1000	0,0037	5251,759
7270,465	4.523	1000	0,0045	129,922
9088,081	5.887	1000	0,0058	2355,893
10905,697	7.529	1000	0,0075	84,263
12723,313	9.294	1000	0,0093	4132,535
14540,93	10.997	1000	0,011	2524,508
16358,546	12.577	1000	0,0126	6165,979
18176,162	14.589	1000	0,0146	3118,896
19993,778	16.878	1000	0,0168	34780,019
21811,395	18.828	1000	0,0188	2778,484

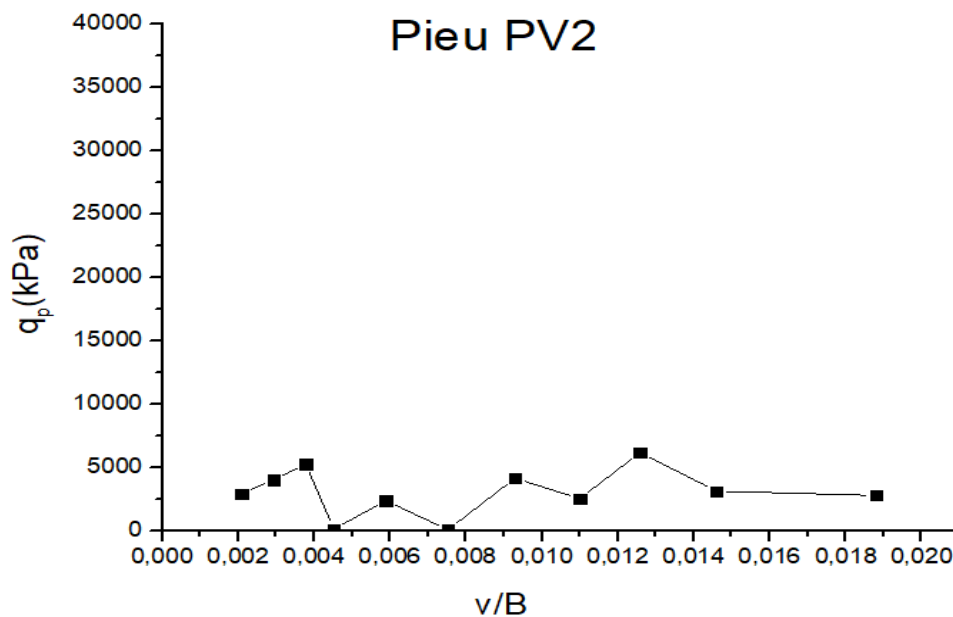


Figure 6.16 : Courbe de pression en pointe du pieu PV2.

Ajustement par HYPER :

$$R_0 = 58695.46 \text{ kPa}$$

$$q_l = -2416.23 \text{ kPa}$$

$$R = -818.35 \%$$

On élimine les points qui correspondent un pic et faire l'ajustement hyperbolique :

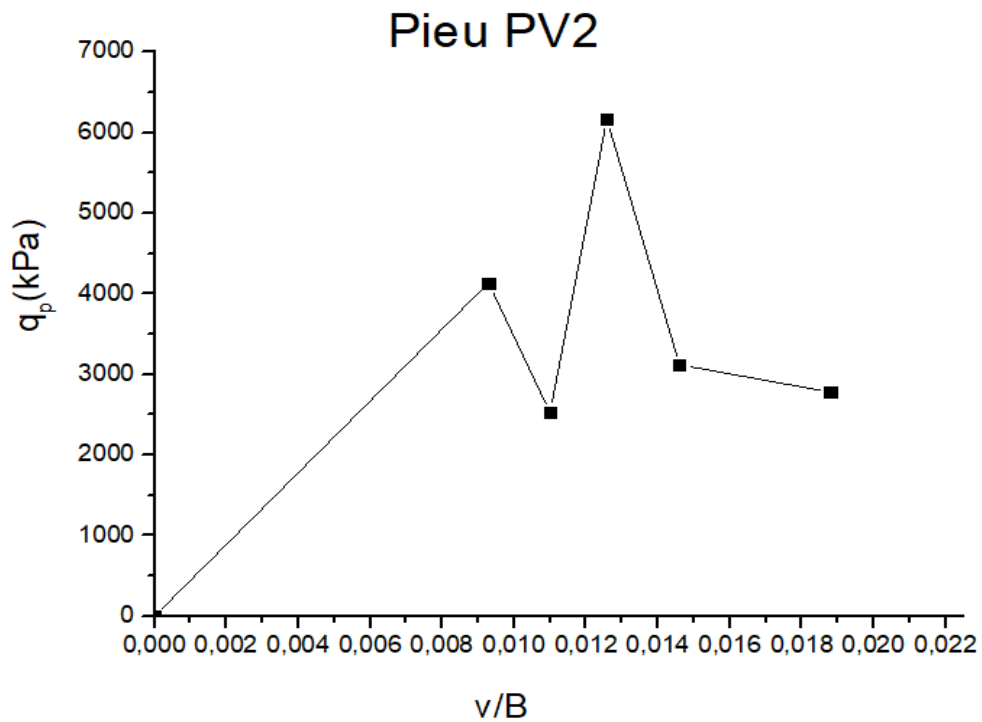


Figure 6.17 : Courbe de pression en pointe du pieu PV2.

Ajustement par HYPER :

$$R_0 = -548601.90 \text{ kPa}$$

$$q_l = 2268.975 \text{ kPa}$$

$$R = 83.06 \%$$

c) Pieu PV3

Tableau 6.15 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV3.

Q(kN)	Tassement v (mm)	B(mm)	v/B	q_p (KPa)
9500	16,150	1000	0,016	2604,586
10000	18,624	1000	0,0186	2686,624
10700	22,104	1000	0,0221	3063,439
11500	31,675	1000	0,0316	3313,885
12200	35,427	1000	0,0354	3633,885

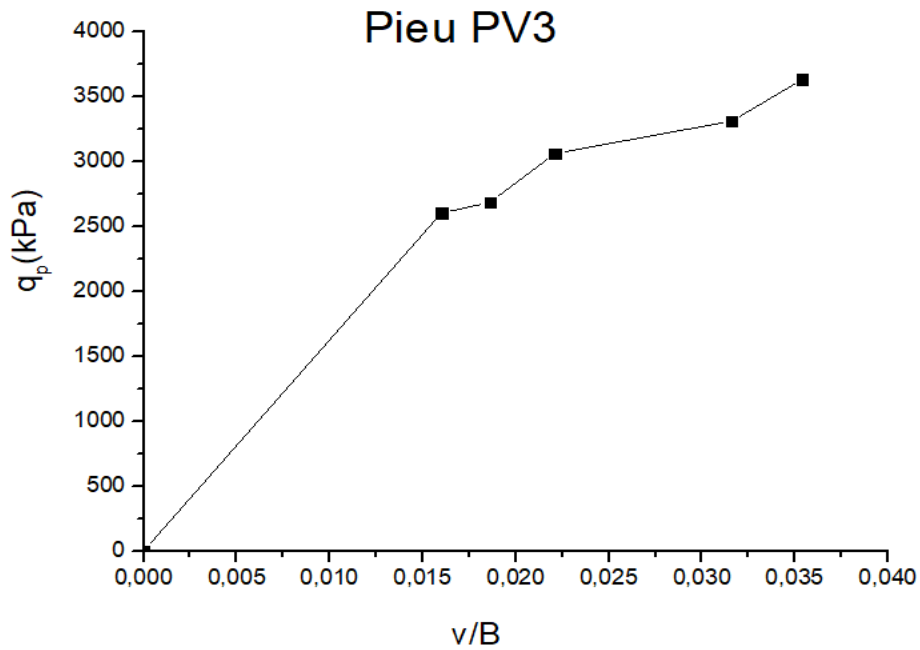


Figure 6.18 : Courbe de pression en pointe du pieu PV3.

Ajustement par HYPER :

$$R_0 = 315614.30 \text{ kPa}$$

$$q_t = 5216.005 \text{ kPa}$$

$$R = 98.94 \%$$

d) Pieu PV4

Tableau 6.16 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV4.

Q(kN)	Tassement v (mm)	B(mm)	v/B	q_p (KPa)
662.37	0.156	1000	0.000156	75.775
1391.02	0.486	1000	0.000486	7186.152
2023.08	0.585	1000	0.000585	1477.452
2805.27	1.073	1000	0.00107	2450.484
3165.29	1.188	1000	0.00118	1996.038
3722.08	1.489	1000	0.00148	2457.108
4242.94	1.473	1000	0.00147	2938.331
5046	1.774	1000	0.00177	3279.745
5602	2.018	1000	0.00201	3906.968
6227.82	2.146	1000	0.00214	4211.197
6864.15	2.331	1000	0.00233	4733.464

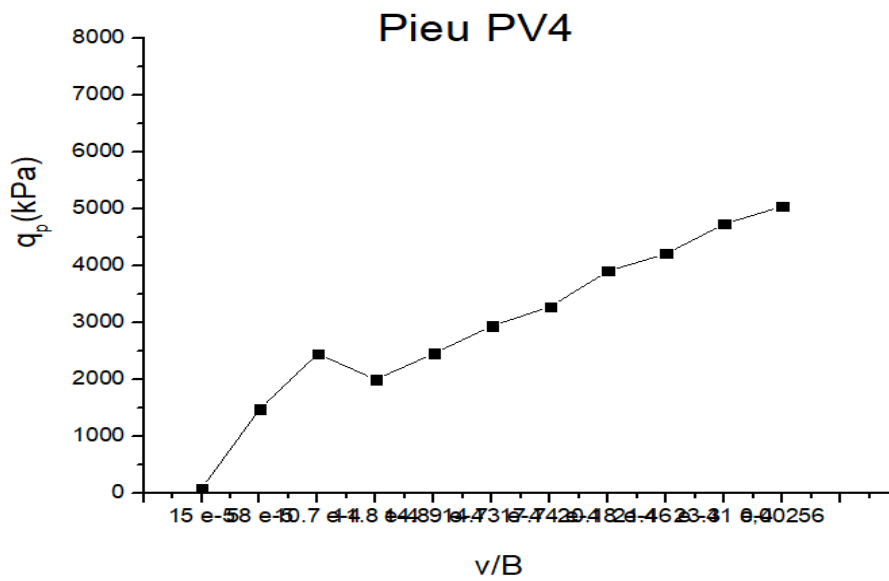


Figure 6.19 : Courbe de pression en pointe du pieu PV4.

Ajustement par HYPER :

$R_0 = 821308.2 \text{ KPa}$

$q_l = -2699.47 \text{ KPa}$

$R = -57.90\%$

e) Pieu PV5

Tableau 6.17 : valeurs de tassement au chargement du pieu PV5.

Q(kN)	Tassement v (mm)	B(mm)	v/B	q_p (KPa)
2875	0.935	1000	0.000935	567.499
4313	1.161	1000	0.00116	572.136
5750	1.580	1000	0.00158	872.183
7180	2.032	1000	0.00203	650.887
8625	2.548	1000	0.00254	636.177
10063	3.161	1000	0.00316	810.3108
11500	3.451	1000	0.00345	1031.191
12900	4.322	1000	0.00432	1178.374
14375	5.161	1000	0.00516	10748.66
15813	5.580	1000	0.00558	43189.187
17250	6.322	1000	0.00632	1427.711

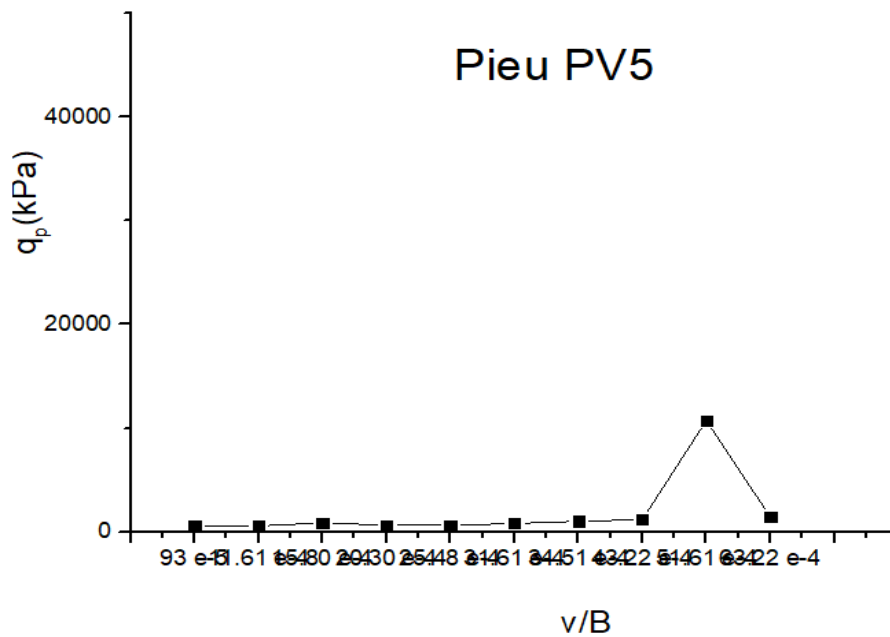


Figure 6.20 : Courbe de pression en pointe du pieu PV5.

Ajustement par HYPER :

$$R_0 = 387914.40 \text{ kPa}$$

$$q_l = 30238.65 \text{ kPa}$$

$$R = 390.06\%$$

On remarque que les courbes $q_p - v/B$ sont perturbé et irrégulière, à l'exception du pieu PV3.

On a ainsi une seule valeur de q_l et une seule valeur de R_0 .

6.5.2 Paramètre des courbes $q_p - v/B$

L'ajustement par HYPER de la courbe $q_p - v_p/B$ du pieu PV3 donne R_0 et q_l .

$$R_0 = 313210.20 \text{ kPa} = 313.21 \text{ MPa}$$

$$q_l = 5233.146 \text{ kPa} = 5.23 \text{ MPa}$$

$$R = 98.93 \%$$

On définit le nombre modulaire K_R et le coefficient de portance pressiométrique K_P comme suit :

$$K_R = \frac{R_0}{E_M(z=D)}$$

$$K_P = \frac{q_l}{P_l(z=D)}$$

Ce qui donne :

$$K_R = 2.32$$

$$K_P = 1.21$$

6.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les différents étapes de construire les courbes de transfert de charge $\tau - v$ et $q_p - v_p/B$ et on a déduire les paramètres B_0 , q_s , q_l et R_0 , on définissant le nombre modulaire K_B et K_R , le coefficient de frottement latérale et K_p le coefficient de portance latéral ainsi qu'on a fait une étude statistique de K_B et K_S .

5.1 Introduction

L'essai de chargement verticale d'un pieu qui est un outil pratique pour le calcul de la capacité portante verticale Q_l et du tassement V_0 d'un pieu isolé.

Dans ce chapitre on a décrit le principe d'un chargement vertical avec son programme de chargement ainsi qu'on a présenté les logs des efforts verticaux pour chaque pieu et on fin on a interprété l'essai de chargement par ajustement hyperbolique pour déduire la capacité portante et la raideur verticale.

5.2 Description de l'instrumentation des pieux d'essai

Les essais de chargement vertical réalisé sur ce site sont de l'ordre de (05) essais de chargement par compression répartis sur la zone de Minaret, la zone A2 et la zone B. Le diamètre est fixé à 1m et les profondeurs varient de 9 à 52.5 m. Tous les détails se représenté dans le tableau (5.1).

Tableau 5.1 : caractéristiques des pieux.

Pieu d'essai	B(m)	D(m)	D/B	Zone
PV1	1	51.5	51.5	B
PV2	1	52.5	52.5	B
PV3	1	20	20	A2
PV4	1	9	9	A2
PV5	1	23	23	A2



Figure 5.1 : Photo d'une configuration d'essai de chargement vertical. [18]

5.3 Programmes de chargement

Il sera appliqué un premier cycle de chargement jusqu'à 50 % de la charge limite. Ensuite avec le deuxième cycle sera atteint la charge limite et, si possible, sera poursuivi jusqu'à la rupture, dans tous les cas sans dépasser les 150 % de la charge limite.

Dans chaque cycle, la charge maximale sera atteinte avec des paliers de chargement qui peuvent être variable tandis que pour le déchargement sera effectué par 2 ou 3 paliers.

La charge sera appliquée sur le pieu à travers quatre vérins oléo-dynamiques d'une capacité de 6000 KN chacun, donc une capacité totale égale à $4 \times 6000 = 24000$ KN, supérieure à la charge d'essai voire figure (5.2).



Figure 5.2 : Vérins hydrauliques. [18]

Pour le contrôle de la charge appliquée pendant l'essai, sont prévues des capteurs de force comme l'indique la figure (5.3), à positionner entre les vérins et les pieux, un capteur de force pour chaque vérin avec une capacité de lecture maximale supérieure à la charge d'essai (2180 KN).



Figure 5.3 : Cellules de charges. [18]

Les vérins sont disposés entre deux plaques en acier, qui agissent par réaction par rapport à un système de poutres ancrés aux pieux de réaction, eux aussi hors fondations projet, ont le même diamètre du pieu à soumettre à l'essai de chargement.

Le système de réaction est composé d'une poutre principale (voir figure 5.4) en contact avec deux pieux travaillent en traction [16].



Figure 5.4 : poutre principale. [18]

Il faut noter que pour les essais de chargement verticales où sont prévus que deux pieux de Réaction, les poutres secondaires ne sont pas nécessaires, les pieux de réaction déchargent sur la poutre principale directement. [16]

5.4 Présentation des résultats d'essais

5.4.1 Courbe de chargement

Pour l'essai de chargement statique, le chargement est amené par un programme de l'augmentation des efforts ces diagrammes suivants explique comment sera le programme d'application des efforts pour chaque pieu.

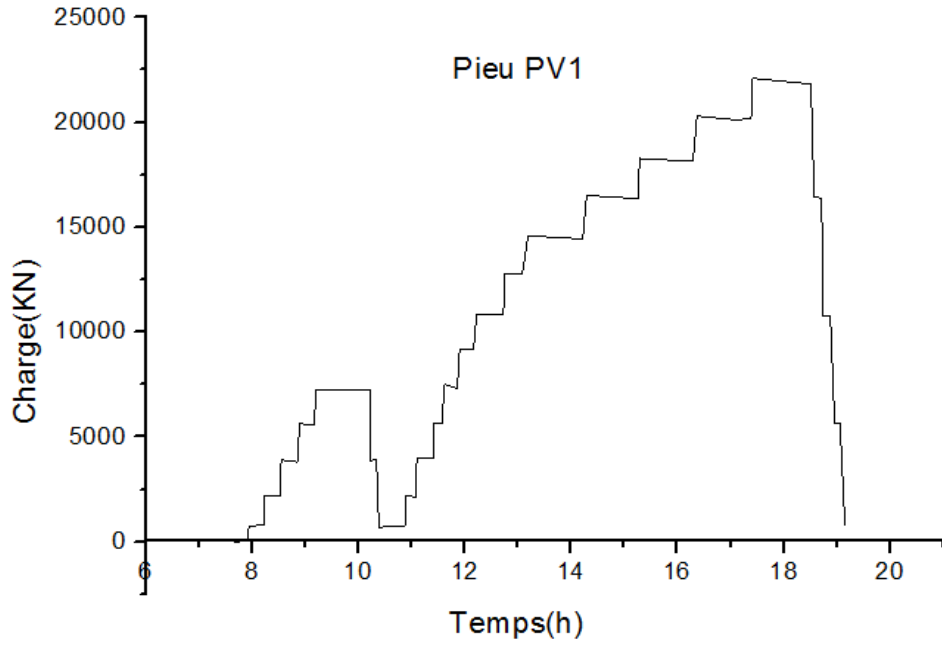


Figure 5.5 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV1.

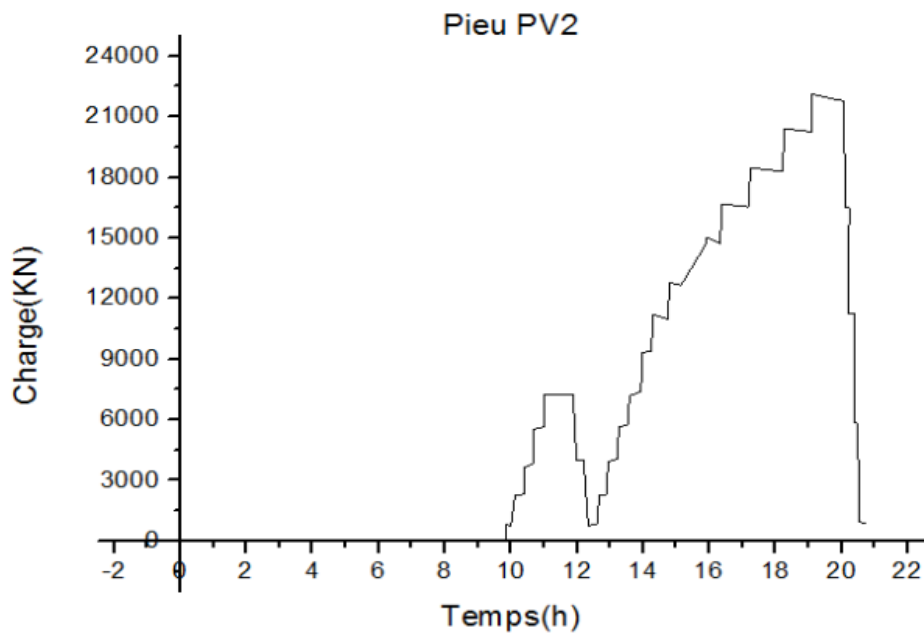


Figure 5.6 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV2.

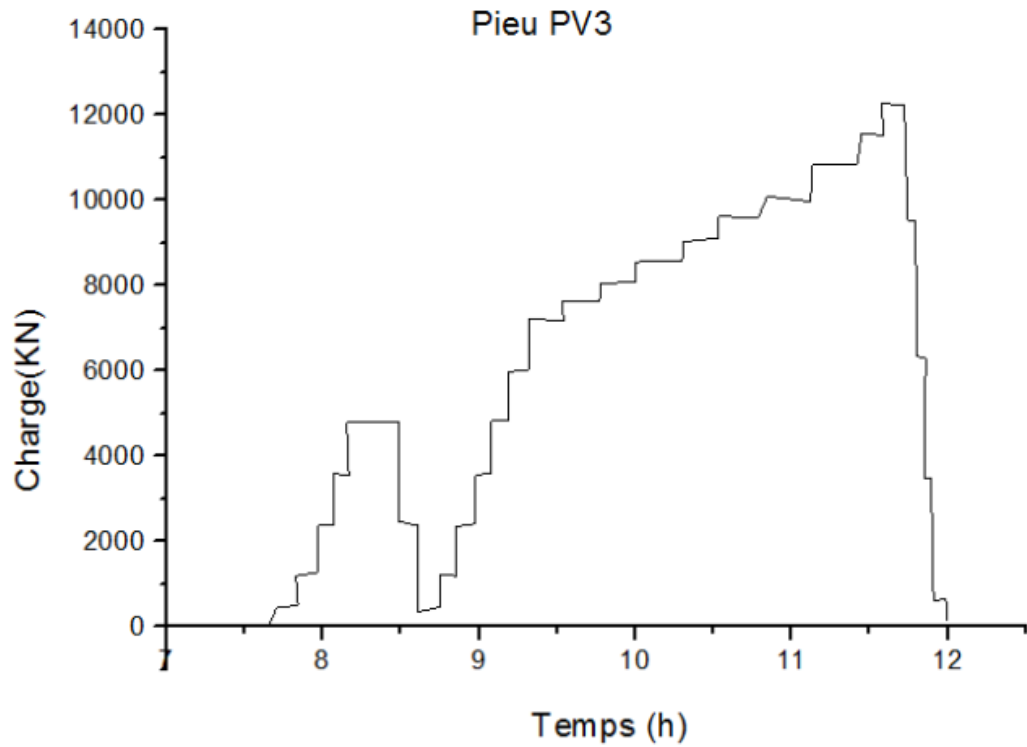


Figure 5.7 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV3.

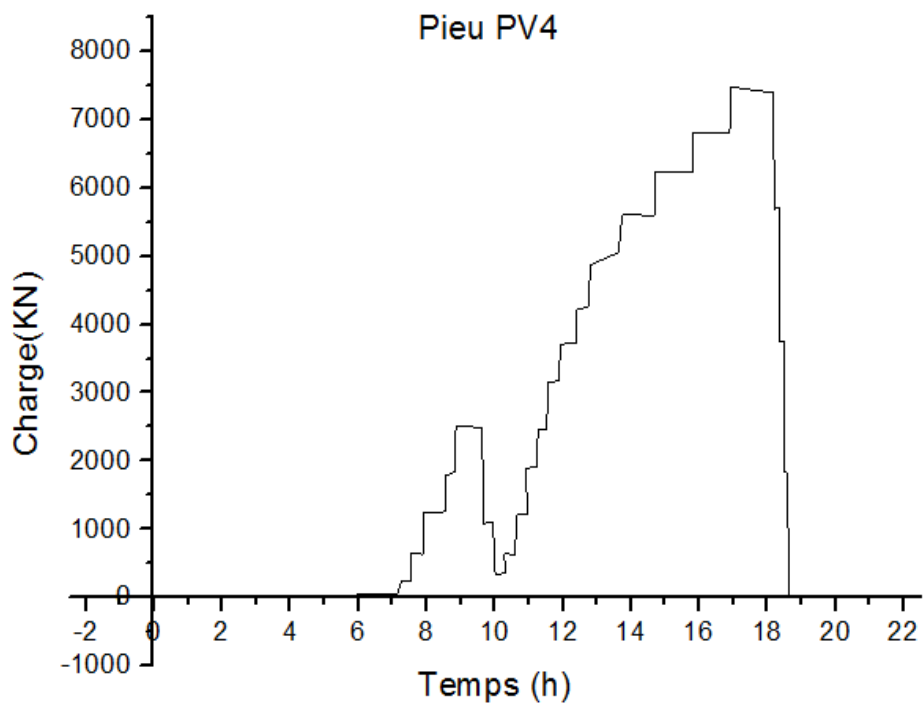


Figure 5.8 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV4.

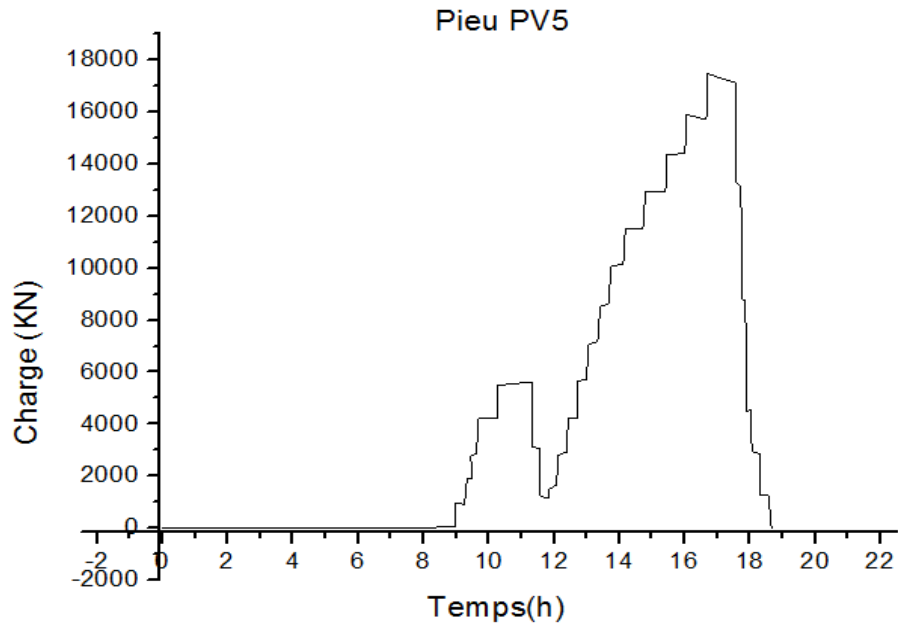


Figure 5.9 : Programme de chargement-déchargement du pieu PV5.

5.4.2 Effort vertical N mesuré par les jauges de déformation le long des pieux

De cet essai on obtient la courbe charge-déplacement, représenté sur les figures (5.5) (5.6) (5.7) (5.8) (5.9), à partir de ces courbes on peut déduire les courbes de distribution des charges suivant les profondeurs, représentées sur les figures suivantes :

a) Pieu PV1

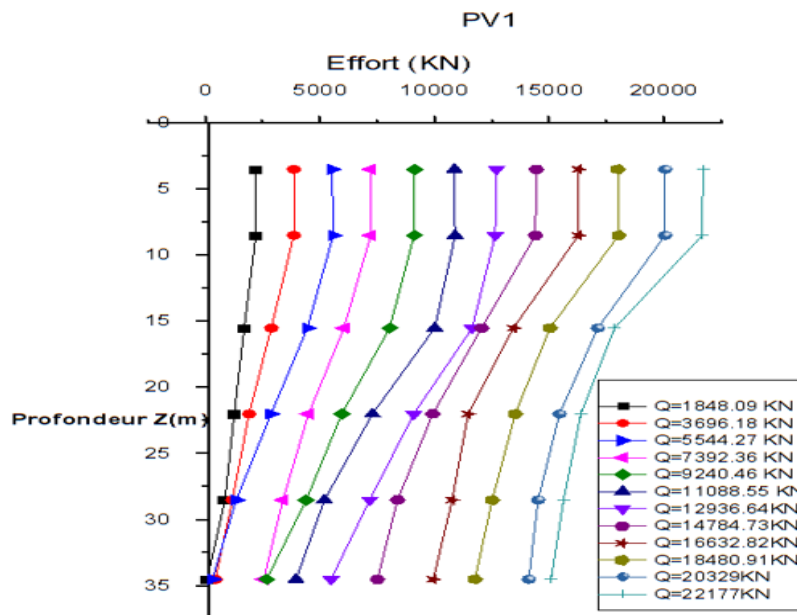


Figure 5.10 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV1.

b) Pieu PV2

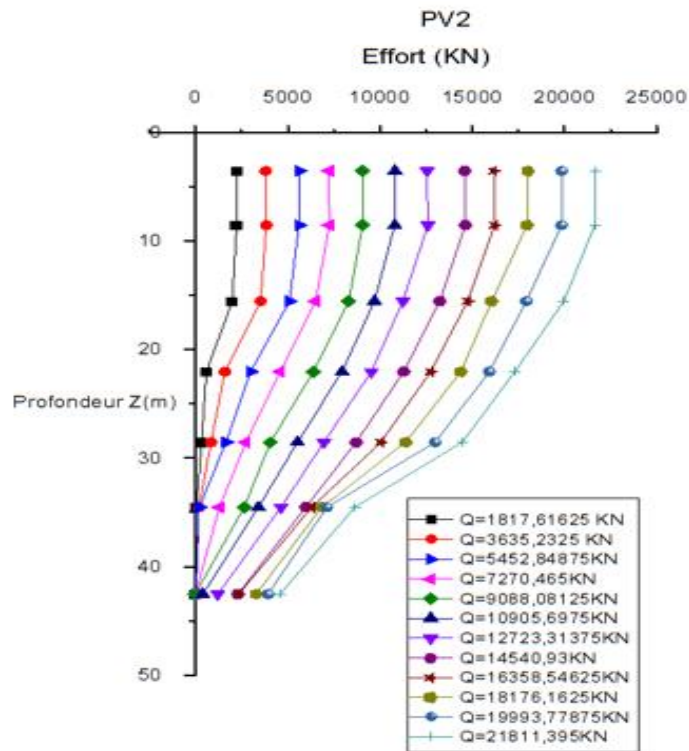


Figure 5.11 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV2.

c) Pieu PV3

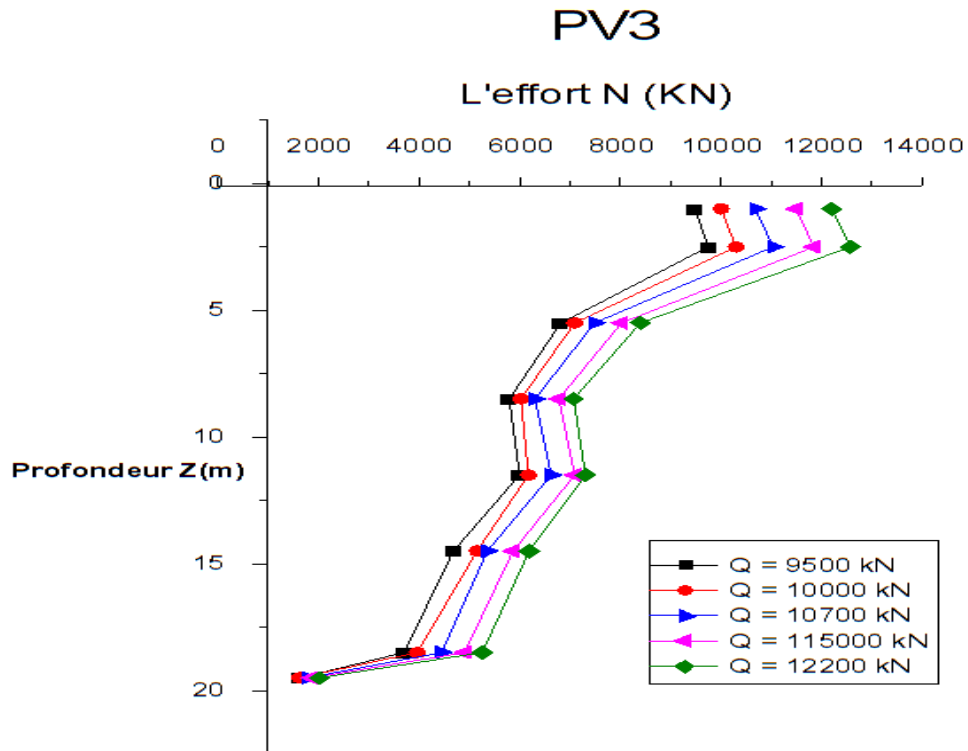


Figure 5.12 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV3.

d) Pieu PV4

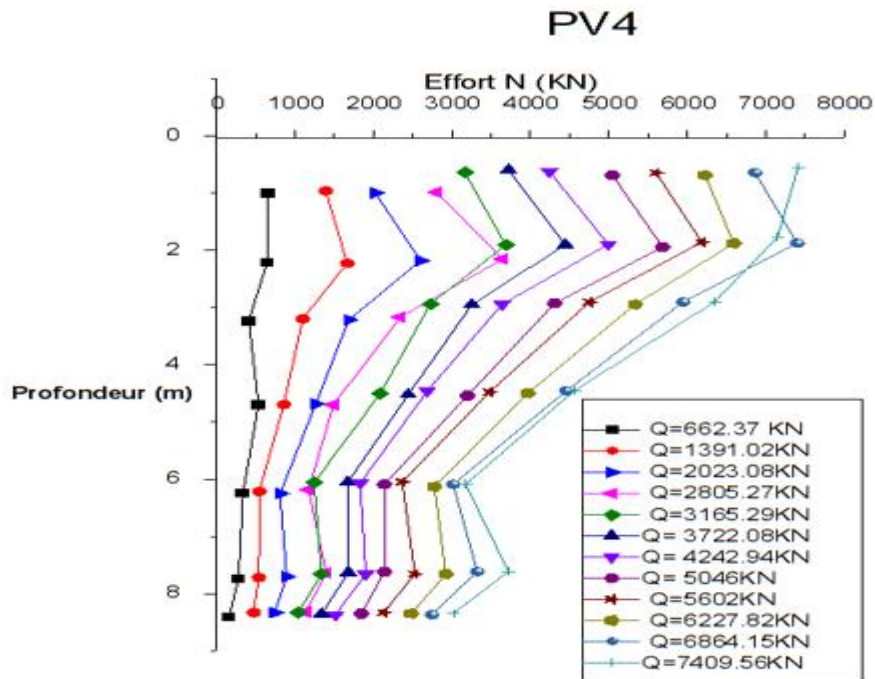


Figure 5.13 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV4.

e) Pieu PV5

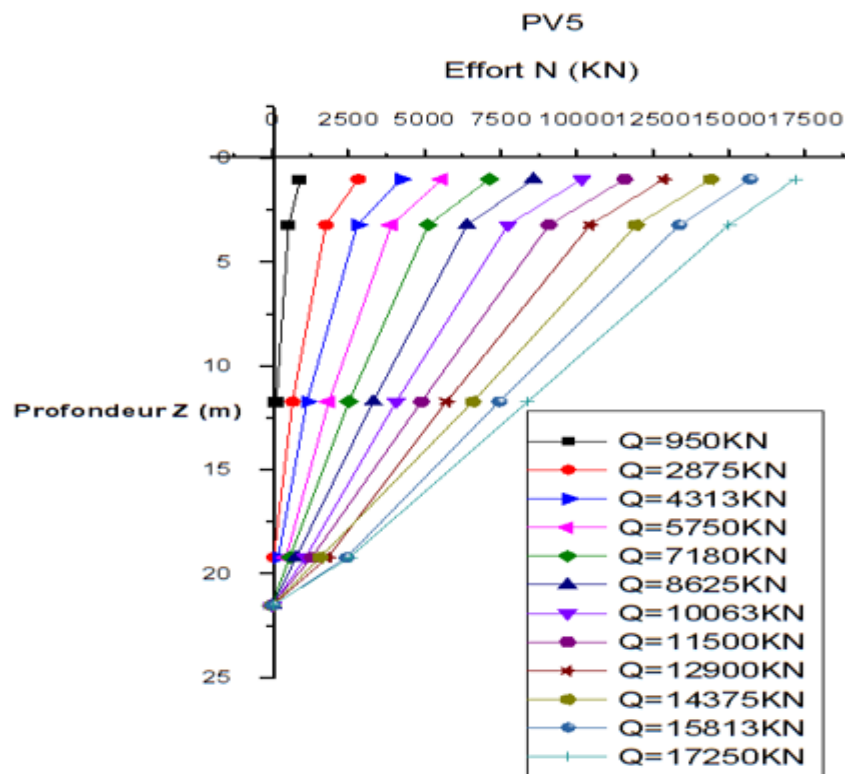


Figure 5.14 : Diagramme d'effort normal en fonction du pieu PV5.

5.5 Interprétation de l'essai de chargement

5.5.1. Détermination de la capacité portante et la raideur verticale en tête du pieu

Les courbes obtenues après l'essai de chargement (figure 5.15) sont également des hyperboles admettant des valeurs de Ql pour asymptote, Kv comme valeur verticale des pieux. En utilisant le programme **HYPER2** nous avons pu faire un ajustement par la méthode des moindres carrés et obtenir des résultats en introduisant les valeurs des charges Q avec les valeurs de tassement correspondant.

Les courbes obtenues après l'essai de chargement sont de la forme :

$$Q = \frac{V_0}{\frac{1}{K_v} + \frac{V_0}{Q_l}} \quad (5.1)$$

K_v : représente la raideur verticale.

R : le coefficient d'ajustement.

Q_l : la charge limite du sol.

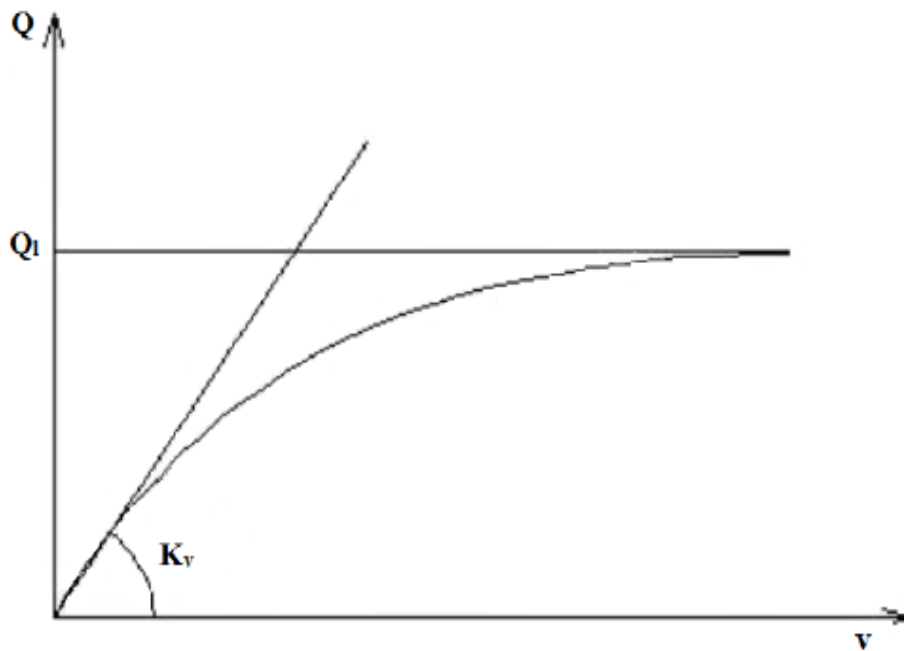


Figure 5.15 : Ajustement d'une courbe de chargement.

a) **PIEU : PV1**

Tableau 5.2: Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV1.

Tassement (mm)	Charge Q (KN)
4,658	7326,316
5,887	9211,336
7,576	10921,457
8,907	12553,846
11,365	14574,898
12,952	16557,086
15,102	18247,773
16,843	20055,06
18,737	21804,049

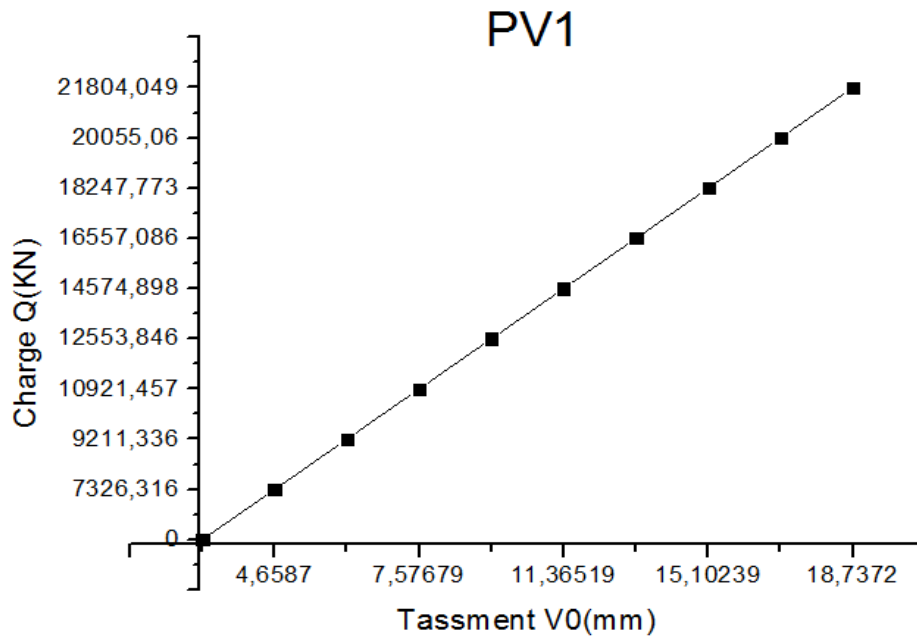


Figure 5.16 : Courbe de chargement du pieu PV1.

Ajustement de la courbe de chargement $Q = f(v_0)$ par HYPER :

$Q_1 = 59008.44 \text{ KN}$

$K_v = 1786.375 \text{ KN/mm}$

$R = 98.50 \%$

b) PIEU : PV2

Tableau 5.3: Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV2.

Tassement (mm)	Charge Q (KN)
4,617	7362,364
6,063	9255,873
7,774	10886,299
9,295	12648,379
11,318	14584,527
13,148	16477,291
14,899	18165,988
17,111	19941,31
19,017	21746,402

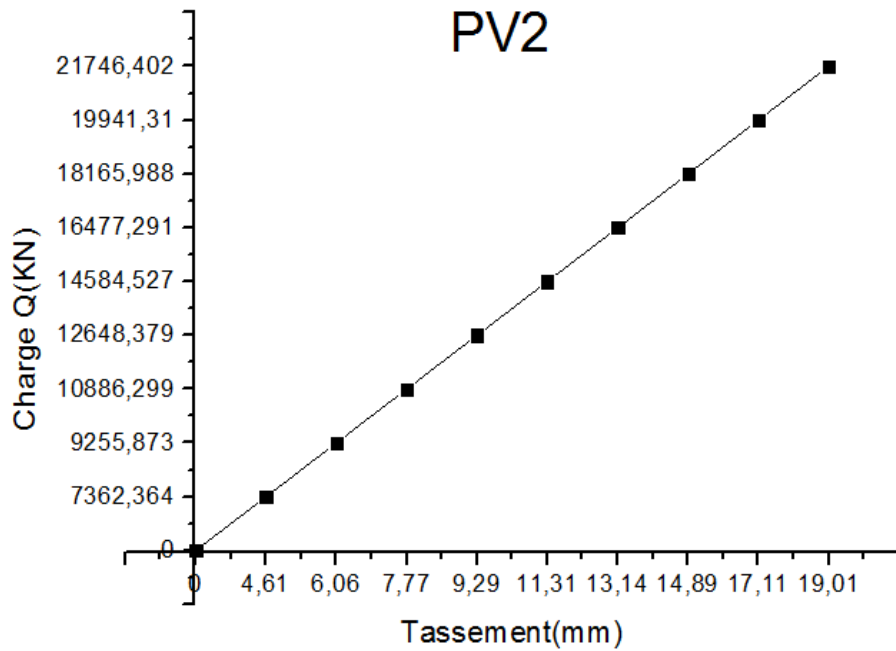


Figure 5.17 : Courbe de chargement du pieu PV2.

Ajustement de la courbe de chargement $Q = f(v_0)$ par HYPER :

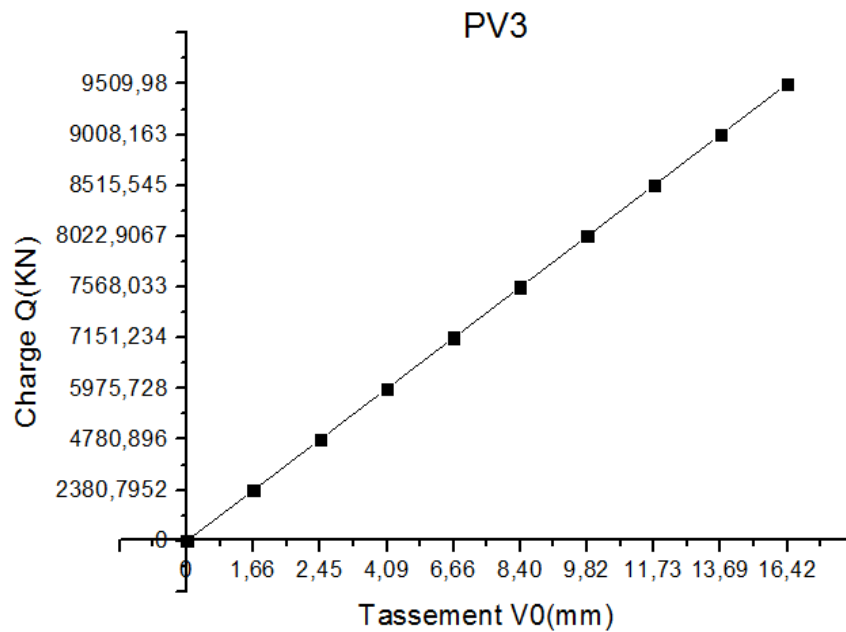
$$Q_1 = 58448.670 \text{ KN}$$

$$K_v = 1767.580 \text{ KN/mm}$$

$$R = 98.76 \%$$

c) **PIEU : PV3****Tableau 5.4** : Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV3.

Tassement (mm)	Charge Q (KN)
1.660	2380.795
2.450	4780.896
4.096	5975.728
6.665	7151.234
8.409	7568.033
9.828	8022.907
11.736	8515.545
13.699	9008.163
16.423	9509.98

**Figure 5.18** : Courbe de chargement du pieu PV3.

Ajustement de la courbe de chargement $Q = f(v_0)$ par HYPER :

$$Q_1 = 12493.650 \text{ KN}$$

$$K_v = 2375.310 \text{ KN/mm}$$

$$R = 98.64 \%$$

d) PIEU : PV4

Tableau 5.5 : Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV4.

Tassement (mm)	Charge Q (KN)
0,676	1223,796
0,772	1827,195
0,948	2481,586
1,235	3195,467
1,367	3577,904
1,647	4980,17
2,147	6237,960
2,294	6832,861
2,566	7495,750

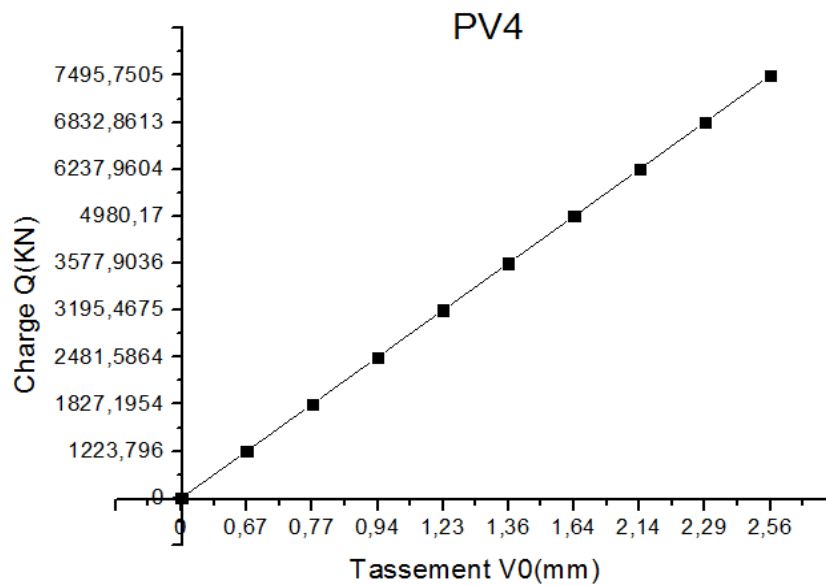


Figure 5.19 : Courbe de chargement du pieu PV4.

Ajustement de la courbe de chargement $Q = f(v_0)$ par HYPER :

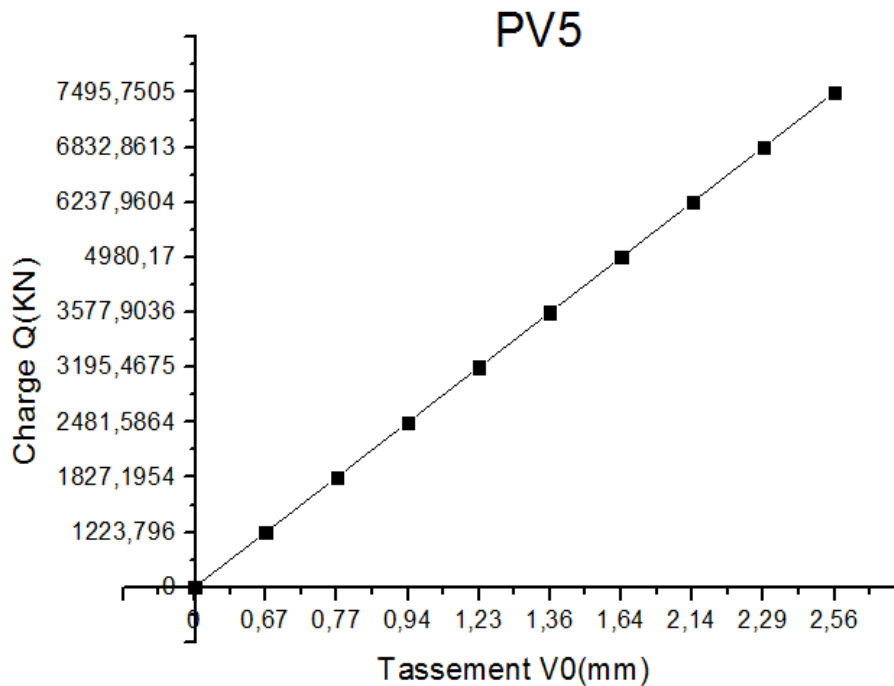
$$Q_1 = -13434.02 \text{ KN}$$

$$K_v = 2001.879 \text{ KN/mm}$$

$$R = -74.09 \%$$

e) **PIEU : PV5****Tableau 5.6** : Valeurs de tassement du au chargement du pieu PV5.

Tassement (mm)	Charge Q (KN)
0,676	1223,796
0,772	1827,195
0,948	2481,586
1,235	3195,467
1,367	3577,904
1,647	4980,17
2,147	6237,960
2,294	6832,861
2,566	7495,750

**Figure 5.20** : Courbe de chargement du pieu PV5.

Ajustement de la courbe de chargement $Q = f(v_0)$ par HYPER :

$$Q_1 = 33431.330 \text{ KN}$$

$$K_v = 4718.672 \text{ KN/mm}$$

$$R = 95.51 \%$$

5.5.2 Synthèse des résultats d'interprétation

Dans le tableau on a regroupé tous les résultats de la capacité portante et la raideur verticale

Tableau 5.7 : Interprétation d'essai de chargement par ajustement hyperbolique.

Pieu	B(m)	D (m)	D/B	Q _L (KN)	K _V (KN/mm)	R%
PV1	1	51.5	51.5	59008.44	1786.37	98.50
PV2	1	52.5	52.5	58448.67	1767.58	98.76
PV3	1	20	20	12493.65	2375.310	98.64
PV4	1	9	9	-	2001.879	-
PV5	1	23	23	33431.33	4718.67	95.51

Il y a une relation entre Q_L et D/B à chaque augmentation de rapport D/B il y a une augmentation de la capacité portante. Pour la raideur verticale, la relation entre K_V et D/B n'est pas évidente.

5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a décrit l'instrumentation des pieux d'essai, ainsi que le programme de chargement pour les cinq pieux d'essai. Chacun d'eux étant chargé par deux cycles de charge verticale.

On trace la courbe de chargement en fonction de tassement, et on a déduit pour chaque pieu la capacité portante expérimentale et la raideur verticale en tête de pieu, qui seront comparés au chapitre 7 avec celles calculées à partir des essais géotechniques.

Annexe H

Q(KN)		Q=1848,09kN	Q=3696,18kN	Q=5544,27kN	Q=7392,36kN	Q=9240,46kN	Q=11088,55kN
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
3	3,5	2243,5261	3876,3523	5566,2075	7234,6724	9154,548	10899,613
-2	8,5	2227,4692	3881,6858	5600,062	7240,006	9133,702	10925,581
-9	15,5	1711,6051	2902,3472	4470,9893	6068,164	8066,8706	10030,14
-15.5	22	1281,4768	1923,194	2885,7698	4525,714	5972,266	7312,2266
-22	28,5	872,7143	1200,7155	1371,8524	3403,9321	4422,9233	5217,622
-28	34,5	107,66527	457,03223	321,57098	2567,581	2702,7593	3980,4673

Q=12936,64kN	Q=14784,73kN	Q=16632,82kN	Q=18480,91kN	Q=20329,004kN	Q=22177,09kN
N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
12722,654	14467,79	16306,341	18020,314	20092,58	21744,23
12670,646	14431,363	16301,076	18061,793	20087,314	21707,805
11666,21	12071,243	13473,599	15062,925	17150,771	17883,074
9119,615	9945,477	11488,061	13544,744	15476,852	16411,709
7196,4014	8411,785	10795,669	12540,806	14550,746	15656,993
5507,399	7532,992	9963,689	11786,659	14139,452	15121,052

Ajustement hyperbolique par CURVE expert donne :

Q =1848.09 KN

R = 98.69 %

$$N(Z) = 1848.09 + 93.95Z - 7.48Z^2 + 0.097Z^3$$

$$N'(Z) = 93.95 - 14.96Z + 0.291Z^2$$

Q =3696.18 KN

R = 99.73 %

$$N(Z) = 3696.18 + 96.29Z - 12.11Z^2 + 0.19Z^3$$

$$N'(Z) = 96.29 - 24.22Z + 0.57Z^2$$

Q =5544.27 KN

R = 99.89 %

$$N(Z) = 5544.27 + 114.32Z - 15.71Z^2 + 0.23Z^3$$

$$N'(Z) = 114.32 - 31.42Z + 0.69Z^2$$

$$Q = 7392.36 \text{ KN}$$

$$R = 99.76 \%$$

$$N(Z) = 7392.36 + 66.96Z - 13.55Z^2 + 0.22Z^3$$

$$N'(Z) = 66.96 - 21.1Z + 0.66Z^2$$

$$Q = 9240.46 \text{ KN}$$

$$R = 99.77 \%$$

$$N(Z) = 9240.46 + 90.41Z - 14.42Z^2 + 0.18Z^3$$

$$N'(Z) = 90.41 - 28.84Z + 0.54Z^2$$

$$Q = 11088.55 \text{ KN}$$

$$R = 99.35 \%$$

$$N(Z) = 11088.55 + 147.42Z - 20.81Z^2 + 0.30Z^3$$

$$N'(Z) = 147.42 - 41.62Z + 0.90Z^2$$

$$Q = 12936.64 \text{ KN}$$

$$R = 99.61 \%$$

$$N(Z) = 12936.64 + 98.91Z - 16.76Z^2 + 0.22Z^3$$

$$N'(Z) = 98.91 - 33.52Z + 0.66Z^2$$

$$Q = 14784.73 \text{ KN}$$

$$R = 99.70 \%$$

$$N(Z) = 14784.73 + 78.87Z - 22.2Z^2 + 0.40Z^3$$

$$N'(Z) = 78.87 - 44.40Z + 1.20Z^2$$

$$Q = 16632.82 \text{ KN}$$

$$R = 98.97 \%$$

$$N(Z) = 16632.82 + 52.22Z - 21.95Z^2 + 0.43Z^3$$

$$N'(Z) = 52.22 - 43.9Z + 1.29Z^2$$

Q =18480.91 KN

R = 98.90 %

$$N(Z) = 18480.91 + 11.54Z - 18.85Z^2 + 0.38Z^3$$

$$N'(Z) = 11.54 - 37.7Z + 1.14Z^2$$

Q =20329.004 KN

R = 99.09 %

$$N(Z) = 20329.004 + 75.70Z - 23.79Z^2 + 0.48Z^3$$

$$N'(Z) = 75.70 - 47.58Z + 1.44Z^2$$

Q =22177.09 KN

R = 98.21 %

$$N(Z) = 22177.09 + 10.08Z - 23.05Z^2 + 0.49Z^3$$

$$N'(Z) = 10.08 - 46.1Z + 1.47Z^2$$

Taux en fonction de tassement :

τ (kPa)	Z(m)	3,5	8,5	15,5	22	28,5	34,5
Q(kN)	v(mm)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
1848,09	1.723	14,359	3,875	21,6295	29,996	30,542	24,107
3696,18	2.556	5,884	21,750	45,212	51,093	41,657	19,353
5544,27	3.449	4,071	32,721	65,799	77,261	70,182	47,190
7392,36	4.514	6,298	36,794	61,858	66,716	53,839	26,211
9240,46	5.835	1,245	36,797	72,146	89,902	93,147	83,263
11088,55	7.489	4,062	44,941	89,506	105,773	97,856	69,084
12936,64	8.137	3,283	43,98	83,343	101,471	101,863	86,485
14784,73	11.159	19,662	67,362	102,087	100,847	67,362	7,832
16632,82	12.480	27,229	72,417	101,222	91,972	48,058	23,243
18480,91	14.983	33,927	72,230	95,403	85,109	44,183	20,784
20329,004	16.997	23,274	71,451	100,434	87,164	35,199	47,112
22177,09	18.524	42,377	87,629	111,714	93,059	34,904	53,837

Pieu PV2

Q(KN)		Q=1817,62k N	Q=3635,23k N	Q=5452,85k N	Q=7270,46k N	Q=9088,08k N	Q=10905,69k N
Z NGA	Z(m)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
3	3,5	2270,9	3829,22	5643,21	7271,27	9080,57	10832,55
-2	8,5	2265,133	3869,93	5637,40	7288,72	9077,25	10829,12
-9	15,5	2024,52	3559,42	5117,46	6536,35	8339,13	9724,32
-15.5	22	621,49	1621,38	3016,88	4621,69	6419,89	7968,04
-22	28,5	358,16	869,79	1683,89	2753,55	4093,24	5559,79
-28	34,5	95,35	211,63	234,89	1327,93	2663,13	3437,21
-36	42.5	16,35	39,47	39,47	16,22	9,57	416,98

Q(KN)		Q=12723,31 kN	Q=14540,93 kN	Q=16358,55 kN	Q=18176,16 kN	Q=19993,78 kN	Q=21811,39 kN
Z NGA	Z(m)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
3	3,5	12584,41	14621,46	16210,24	18043,70	19876,80	21669,53
-2	8,5	12621,72	14658,77	16247,66	17999,53	19873,61	21666,09
-9	15,5	11272,48	13268,79	14776,08	16079,79	17954,12	19991,17
-15.5	22	9556,947	11308,80	12775,48	14405,12	15953,27	17338,59
-22	28,5	6985,848	8737,71	10082,16	11426,61	13015,38	14482,18
-28	34,5	4659,441	6003,89	6329,94	6859,57	7144,64	8652,05
-36	42.5	1231,677	2331,80	2372,54	3309,46	3961,32	4613,30

Ajustement hyperbolique par CURVE expert donne :

Q =1817.62 KN

R = 97.64 %

$$N(Z) = 1817.62 + 140.31Z - 11.95Z^2 + 0.18Z^3$$

$$N'(Z) = 140.31 - 23.9Z + 0.54Z^2$$

Q =3635.23 KN

R = 98.98 %

$$N(Z) = 3635.23 + 147.76Z - 15.07Z^2 + 0.23Z^3$$

$$N'(Z) = 147.76 - 30.14Z + 0.69Z^2$$

Q =5452.85 KN

R = 99.58 %

$$N(Z) = 5452.85 + 185.45Z - 19.24Z^2 + 0.29Z^3$$

$$N'(Z) = 185.45 - 38.48Z + 0.87Z^2$$

$$\mathbf{Q = 7270.47 \text{ KN}}$$

$$R = 99.83 \%$$

$$N(Z) = 7270.47 + 134.62Z - 16.19Z^2 + 0.21Z^3$$

$$N'(Z) = 134.62 - 32.38Z + 0.63Z^2$$

$$\mathbf{Q = 9088.08 \text{ KN}}$$

$$R = 99.80\%$$

$$N(Z) = 9088.08 + 115.33Z - 14.04Z^2 + 0.15Z^3$$

$$N'(Z) = 115.33 - 28.08Z + 0.45Z^2$$

$$\mathbf{Q = 10905.69 \text{ KN}}$$

$$R = 99.77 \%$$

$$N(Z) = 10905.69 + 147.12Z - 17.76Z^2 + 0.21Z^3$$

$$N'(Z) = 147.12 - 35.52Z + 0.63Z^2$$

$$\mathbf{Q = 12723.31 \text{ KN}}$$

$$R = 99.95 \%$$

$$N(Z) = 12723.31 + 75.96Z - 12.49Z^2 + 0.10Z^3$$

$$N'(Z) = 75.96 - 24.98Z + 0.3Z^2$$

$$\mathbf{Q = 14540.93 \text{ KN}}$$

$$R = 99.98 \%$$

$$N(Z) = 14540.93 + 122.87Z - 15.16Z^2 + 0.13Z^3$$

$$N'(Z) = 122.87 - 30.32Z + 0.39Z^2$$

$$\mathbf{Q = 16358.55 \text{ KN}}$$

$$R = 99.88 \%$$

$$N(Z) = 16358.55 + 97.85Z - 14.28Z^2 + 0.09Z^3$$

$$N'(Z) = 97.85 - 28.56Z + 0.27Z^2$$

$$\mathbf{Q = 18176.16 \text{ KN}}$$

$$R = 99.64 \%$$

$$N(Z) = 18176.16 + 106.69Z - 16.34Z^2 + 0.13Z^3$$

$$N'(Z) = 106.69 - 32.68Z + 0.39Z^2$$

Q =19993.79 KN

R = 99.29 %

$$N(Z) = 19993.79 + 159.47Z - 20.44Z^2 + 0.18Z^3$$

$$N'(Z) = 159.47 - 40.88Z + 0.54Z^2$$

Q =21811.39 KN

R = 99.55 %

$$N(Z) = 21811.39 + 156.20Z - 20.08Z^2 + 0.16Z^3$$

$$N'(Z) = 156.20 - 40.16Z + 0.48Z^2$$

Taux en fonction de tassement :

	Z(m)	3,5	8,5	15,5	22	28,5	34,5	42.5
Q(kN)	v(mm)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
1817,616	2.094	20,121	7,576	31,928	39,473	32,507	13,198	31,779
3635,232	2.934	16,129	18,627	48,856	57,672	47,947	22,513	35,972
5452,848	3.775	19,533	25,049	64,227	76,329	65,054	33,896	38,633
7270,465	4.523	9,224	30,239	68,660	86,756	87,924	73,977	32,942
9088,081	5.887	7,175	28,886	67,351	90,512	101,581	101,065	84,351
10905,697	7.529	9,704	34,751	80,162	104,749	112,407	104,451	71,404
12723,313	9.294	2,478	36,473	76,051	104,431	124,749	136,350	141,133
14540,93	10.997	6,845	33,921	80,578	113,020	134,982	145,953	146,691
16358,546	12.577	0,380	39,877	89,028	127,133	157,983	180,020	199,787
18176,162	14.589	0,926	45,446	97,356	134,676	161,516	176,990	183,731
19993,778	16.878	7,315	47,380	109,530	152,172	180,304	193,393	191,612
21811,395	18.828	7,797	46,898	110,651	156,456	189,362	208,29	216,430

PIEU PV3

Les valeurs de l'effort normal :

Q(KN)		Q=9500kN	Q=10000kN	Q=10700kN	Q=11500kN	Q=12200kN
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
5.50	1	9488.371	9999.802	10683.179	11490.018	12197.644
4	2,5	9745.305	10300.86	11034.952	11848.392	12575.857
1	5,5	6820.333	7093.6836	7486.093	8021.7856	8398.745
-2	8,5	5791.218	6020.4614	6304.8438	6774.3896	7071.9893
-5	11,5	5996.5356	6172.8906	6624.8057	7094.352	7305.9785
-8	14,5	4685.1973	5152.539	5357.543	5866.7964	6190.8354
-12	18,5	3700.971	3965.504	4448.272	4904.5913	5255.0977
-13	19,5	1629.6686	1620.7964	1777.3208	1869.9073	2015.4005

Ajustement hyperbolique par CURVE expert donne

Q = 9500 KN

R = 96.079%

$$N(Z) = 9500 - 476.17Z + 21.93Z^2 - 0.838Z^3$$

$$N'(Z) = -476.17 + 43.86Z - 2.514Z^2$$

Q = 10000 KN

R = 95.56%

$$N(Z) = 10000 - 545.55Z + 29.67Z^2 - 1.106Z^3$$

$$N'(Z) = -545.55 + 59.34Z - 3.318Z^2$$

Q = 10700 KN

R = 94.92%

$$N(Z) = 10700 - 598.96Z + 31.77Z^2 - 1.128Z^3$$

$$N'(Z) = -598.96 + 63.54Z - 3.384Z^2$$

Q = 11500 KN

R = 94.61%

$$N(Z) = 11500 - 667.13Z + 38.05Z^2 - 1.347Z^3$$

$$N'(Z) = -667.13 + 76.1Z - 4.041Z^2$$

Q = 12200 KN

R = 94.35%

$$N(Z) = 12200 - 724.77Z + 39.99Z^2 - 1.356Z^3$$

$$N'(Z) = -724.77 + 79.98Z - 4.068Z^2$$

Taux en fonction de tassement :

	Z(m)	1	2,5	5,5	8,5	11,5	14,5	18,5	19,5
Q(kN)	V(mm)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
9500	16,150	138,274	121,549	98,894	90,628	96,753	117,268	167,006	183,438
10000	18,624	155,669	132,904	101,616	89,321	96,018	121,708	185,504	206,728
10700	22,104	171,339	146,681	111,890	96,469	100,419	123,739	184,963	205,649
11500	31,675	189,233	159,679	117,921	99,293	103,796	131,429	204,255	228,887
12200	35,427	206,337	174,978	129,724	107,755	109,072	133,673	202,697	226,421

PIEU PV4

Les valeurs de l'effort normal :

Q(KN)		Q=622.37KN	Q=1391.02KN	Q=2023.08KN	Q=2805.27KN	Q=3165.29KN
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
5.2	1	662.37	1391.02	2023.08	2805.27	3165.29
4	2.2	648.77	1666.58	2598.85	3648.93	3683.10
3	3.2	410.61	1096.41	1685.66	2339.35	2723.50
1.5	4.6	535.69	857.12	1264.30	1489.26	2088.08
0	6.2	339.17	542.78	810.56	1175.01	1242.43
-1.5	7.7	282.02	539.21	892.82	1396.55	1339.98
-2.5	8.2	162.58	473.46	741.31	1137.78	1044.94
5.2	1	662.37	1391.02	2023.08	2805.27	3165.29

Q(KN)		Q=37722KN	Q=4242.94KN	Q=5046KN	Q=5602.79KN	Q=6227.82KN
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)	N(KN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
5.2	1	3722.08	4242.94	5046	5602.79	6227.82
4	2.2	4444.46	4993.70	5683.12	6183.07	6592.17
3	3.2	3251.92	3638.27	4308.72	4751.89	5331.46
1.5	4.6	2442.26	2684.65	3196.06	3480.11	3968.76
0	6.2	1670.46	1833.35	2140.18	2367.42	2776.57
-1.5	7.7	1678.99	1902.49	2141.10	2527.49	2925.22
-2.5	8.2	1338.52	1516.56	1846.09	2130.17	2482.45
5.2	1	3722.08	4242.94	5046	5602.79	6227.82

Q(KN)		Q=6864.15kN	Q=7409.56kN
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)	N(kN)
5.2	1	6864.15	7409.56
4	2.2	7398.99	7148.93
3	3.2	5945.07	6342.79
1.5	4.6	4457.37	4559.64
0	6.2	3015.18	3174.27
-1.5	7.7	3322.92	3720.64
-2.5	8.2	2743.83	3016.54
5.2	1	6864.15	7409.56

Ajustement hyperbolique par CURVE expert donne

Q=662.37 KN

$$N=662.37-32.92*X-0.754*X^2-0.5*X^3$$

$$N' = -32.92 - 1.508 * X - 1.5X^2$$

R=92.86%

$$Q=1391.02\text{KN}$$

$$N=1391.02+225.73*X-112.88*X^2+8.81*X^3$$

$$N' = 225.73 - 225.76 * X + 26.43 * X^2$$

$$R=95.97\%$$

$$Q=2023.08\text{KN}$$

$$N=2023.08 +417.80*X-190.01*X^2+14.77*X^3$$

$$N'=-417.80-380.02*X- 44.31*X^2$$

$$R=94.39\%$$

$$Q=2805.27\text{KN}$$

$$N= 2805.27+592.25*X+279.64 *X^2-22.55*X^3$$

$$N' = 592.25-559.28*X+67.65*X^2$$

$$R=92.29\%$$

$$H=3165.29 \text{ KN}$$

$$N= 3165.29+470.13*X-241.80*X^2+18.87*X^3$$

$$N' = 470.13 - 483.6 * X - 56.61 * X^2$$

$$R=97.31\%$$

$$Q=3722.08\text{KN}$$

$$N=3722.02+574.39*X-282.25*X^2 +21.81*X^3$$

$$N' = 574.39 - 564.5X -65.43*X^2$$

$$R=96.72\%$$

$$Q=4242.94 \text{ KN}$$

$$N=4242.94+602.05*X-314*X^2-74.40*X^3$$

$$N'=602.05-628*X-74.4*X^2$$

$$R=96.64\%$$

$$H=5046 \text{ KN}$$

$$N=5046+619.46*X+344.57*X^2-27.24*X^3$$

$$N'=619.46-689.14*X+81.72*X^2$$

$$R=97.86\%$$

$$Q=5602\text{KN}$$

$$N=5602+614.64*X+370.49*X^2-30.10*X^3$$

$$N' = 614.64-740.98*X+90.3*X^2$$

$$R=97.88\%$$

$$Q=6227.82 \text{ KN}$$

$$N=6227+530.6*X-349.28*X^2+28.25*X^3$$

$$N' = 530.6-698.56*X+84.75*X^2$$

$$R=98.50\%$$

$$Q=6864.15\text{KN}$$

$$N=6864.15+653.95*X-405.56*X^2-32.67*X^3$$

$$N' = 653.95 - 811.12 * X - 98.81 * X^2$$

$$R=98\%$$

$$Q=7409.56 \text{ KN}$$

$$N=7409.56-281.83*X-320.11*X^2-27.36*X^3$$

$$N' = 281.83 - 640.22 * X + 82.08 * X^2$$

$$R=98.40\%$$

	Z(m)	1	2.2	3.2	4.7	6.2	7.7	8.2
Q(kN)	V(mm)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
662.37	0.15685	11.43	13.84	16.9	22.78	31.8	42.48	46.52
1391.02	0.48654	17.96	35.99	62.43	71.18	40.76	26.88	57.85
2023.08	0.58579	26.14	64.89	109.72	125.06	74.85	37.82	89.5
2805.27	1.07395	32.05	98.94	160.7	174.78	87.46	94.58	176.81
3165.29	1.18832	13.73	101.84	158.5	177.24	112.13	32.74	99.06
3722.08	1.48958	23.98	111.72	178.98	203.12	130.69	34.1	109.87
4242.94	1.47382	15.42	133.58	205.63	226.89	137.45	56.56	144.93
5046	1.77453	3.83	159.59	238.52	261.58	163.02	50.4	147.56
5602	2.01819	11.47	184.22	-264.91	281.24	161.88	83.75	194.38
6227.82	2.1462	26.5	189.82	266.54	283.26	172.82	56.21	159.55
6864.15	2.33198	18.58	207.73	296.12	314.13	183.67	84.95	205.97
7409.56	2.56099	87.99	232.28	295.02	295.022	169.54	69.63	175.5

PIEU PV5

Q(KN)		2875	4313	5750	7180	8625
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)	N(KN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
8.2	1	2843.75	4250	5593.75	7143.75	8593.67
6	3.2	1781.25	2812.5	3937.5	5138.71	6416.05
-2.5	11.7	687.5	1156.25	1875	2537.62	3331.51
-10	19.2	62.5	218.75	468.75	593.83	801.046
-13.3	21.5				37.42	36.937

Q(KN)		10063	11500	12900	14375	15813
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)	N(KN)	N(kN)	N(kN)	N(kN)
8.2	1	10181.45	11596.54	12873.77	14427.14	15704.27
6	3.2	7762.10	9108.27	10454.43	11973.28	13388.48
-2.5	11.7	4090.99	4919.40	5747.70	6610.63	7473.66
-10	19.2	1111.69	1318.80	1836.45	1594.83	2457.86
-13.3	21.5	37.04	37.31	36.93	36.93	37.04

Q(KN)		17250
Z(mNGA)	Z(m)	N(kN)
8.2	1	17188.50
6	3.2	15010.77
-2.5	11.7	8405.51
-10	19.2	2561.41
-13.3	21.5	32.09

Ajustement hyperbolique par CURVE EXPERT

Q=2875 KN

$$N=2875-357.74x+19.88x^2-0.461x^3$$

$$N'=-357.74+39.76x-1.383x^2$$

R=98.73%

Q=4313 KN

$$N=313-486.89x+24.84x^2-0.551x^3$$

$$N'=-486.89+49.68x-1.653x^2$$

R=98.99%

Q=5750 KN

$$N=5750-604.16x+32.25x^2-0.80x^3$$

$$N'=-604.16+64.5x-2.4x^2$$

R=99.31%

Q=7180KN

$$N=7180-628.03*X+26.13*X^2-0.58*X^3$$

$$N' = -628.03 + 52.26 * X - 1.74X^2$$

R=99.44%

Q=8625 KN

$$N=8625-666.94x+24.35x^2-0.557x^3$$

$$N'=-666.94+48.7x-1.671x^2$$

R=99.55%

Q=10063 KN

$$N=10063-677.56x+19.08x^2-0.442x^3$$

$$N'=-677.56+38.16x-1.326x^2$$

R=99.52%

Q=11500KN

$$N=11500-699.30x+16.45x^2-0.405x^3$$

$$N'=-699.30+32.9x-1.21x^2$$

R=99.63%

Q=12900 KN

$$N=12900-761.72x+20.37x^2-0.582x^3$$

$$N'=-761.72+40.74x-1.746x^2$$

R=99.97%

Q=14375 KN

$$N=14375-652.80x-1.57^2+0.446x^3$$

$$N'=-652.80+3.14x-1.338x^2$$

R=99.81%

Q=15813KN

$$N=15813-761.29x+10.16x^2-0.394x^3$$

$$N'=-761.29+20.32x-1.182x^2$$

R=99.83%

Q=17250 KN

$$N=17250-655.88x-8.06x^2+0.0804x^3$$

$$N'=-655.88-16.12x+0.241x^2$$

R=99.88%

	Z(m)	-1	-3,2	-11,7	-19,2	21.5
Q(kN)	V(mm)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
2875	0.93548	101.7	77.91	25.94	32.82	
4313	1.16129	139.75	109.78	41.86	45.1	
5750	1.58065	172.44	133.91	54.72	76.81	
7180	2.03226	183.92	152.43	81.26	85.08	98.77
8625	2.54839	197.42	168.22	103.78	110.79	124.93
10063	3.16129	203.84	180.54	128.75	133.5	144.43
11500	3.45161	212.61	193.14	153.086	164.17	176.3
12900	4.32258	722.726	649.23	524.07	623.157	692.89
14375	5.16129	206.793	205.13	201.99	204.31	205.97
15813	5.58065	236.34	225.58	218.25	256.96	277.31
17250	6.32258	213.93	224.52	258.42	279.12	283.74

Annexe A

Détermination des coefficients N_γ , N_q et N_c

Tableau I. Termes de portance pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement

ϕ°	N_γ	N_q	N_c	ϕ°	N_γ	N_q	N_c
0			5.14				
5		1	6.47	30	21.8	18.4	30.1
10	1.0	1.56	8.45	31	25.5	20.6	32.7
11	1.20	2.71	8.80	32	29.8	23.2	35.5
12	1.43	2.97	9.29	33	34.8	26.1	38.7
13	1.69	3.26	9.80	34	40.9	29.4	42.2
14	1.99	3.59	10.4	35	48.0	33.3	46.1
15	2.33	94	11.0	36	56.6	37.8	50.6
16	2.72	4.33	11.6	37	67.0	42.9	55.7
17	3.14	4.77	12.3	38	79.5	48.9	61.4
18	3.69	5.2	13.1	39	94.7	56.0	67.9
19	4.29	5.80	13.9	40	113.0	64.2	75.4
20	4.97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5.76	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6.68	7.83	16.9	44	244.0	115.0	118.0
23	7.73	8.66	18.1	45	297.0	135.0	135.0
24	8.97	9.60	19.3	46	366.0	159.0	152.0
25	10.4	10.7	20.7	47	455.0	187.0	174.0
26	12.0	11.8	22.2	48	570.0	223.0	199.0
27	13.9	13.2	24.0	49	718.0	265.0	230.0
28	16.1	14.7	25.8	50	914.0	319.0	267.0
29	18.8	16.4	27.9				

ANNEXE II

II.1 Introduction

Sur le plan historique, l'idée de l'essai d'expansion latérale du sol revient à KOEGLER (1930), mais c'est Louis MENARD (1957) qui a repris et développé cet essai en mettant au point un appareil nommé « **pressiomètre** ». Le mérite de Louis MENARD est d'être le pionnier de la théorie pressiométrique qui a donné une impulsion à la mécanique des sols, notamment dans les domaines du calcul des fondations et l'étude des lois de comportement du sol.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ. Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable. Les contraintes dans le sol sont uniformes et l'essai est réalisé rapidement.

II.2 Appareillage

Le pressiomètre MENARD est constitué de trois éléments principaux (**Figure II.1.c**) :

- 1- Le contrôleur pression/volume (CPV) placé en surface (**Figure II.1.a**).
- 2- La sonde pressiométrique placée dans le forage (**Figure II.1.b**).
- 3- Les tubulures de liaison (en eau et gaz).



a) Contrôleur pression/volume (CPV)



b) Sondes pressiométriques

Figure II.1 : CPV et sondes

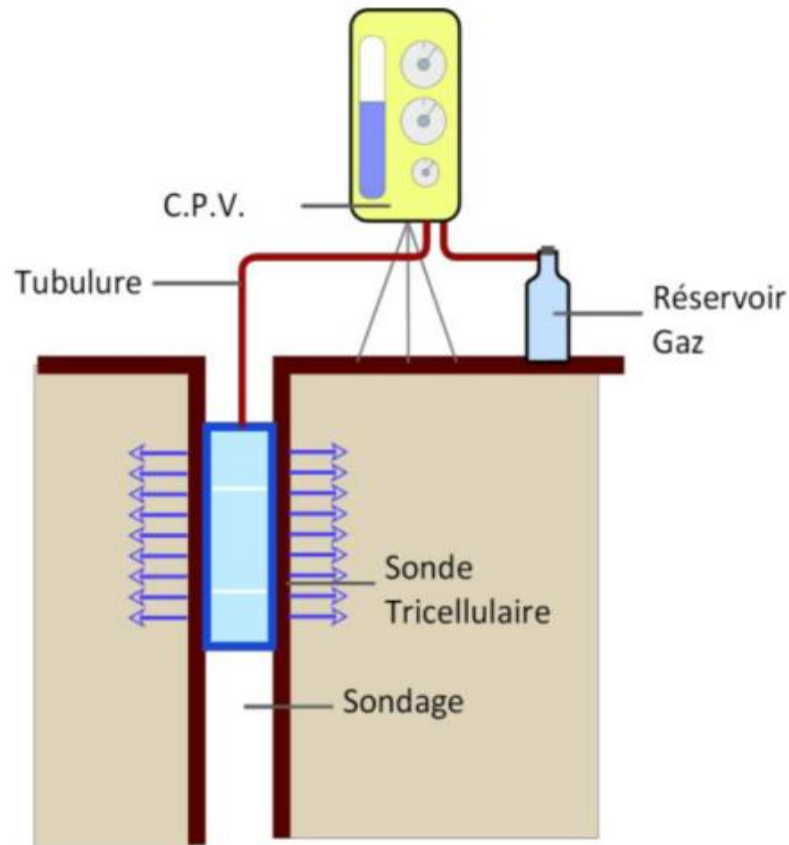


Figure II.1.c : Dispositif typique pour l'essai pressiométrique

II.3. Principe de l'essai :

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

II.4. But de l'essai :

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

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

II.5. Exécution de l'essai :

- La sonde est mise en place soit par réalisation d'un forage à l'aide d'outils adaptés au sol, soit par fonçage ou battage de la sonde pressiométrique, protégée par un tube lanterné,

jusqu'à la profondeur désirée.

- La réalisation du forage pressiométrique dépend de la nature du sol, de son état et de la présence éventuelle d'une nappe d'eau. Le **tableau II.3** récapitule les recommandations de la norme française concernant la mise en place de la sonde pressiométrique.

Tableau II.3 : Modes d'installation de la sonde

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

- Le chargement se fait par paliers de pression, chacun durant 60 secondes, il est par contre recommandé de maintenir la durée du palier à 2 minutes.
- L'essai continu jusqu'à atteindre la pression limite
- Certaines corrections sont à faire sur la pression **P_m** lue sur le manomètre et le volume **V_m** dans la sonde, pour tenir compte de la surcharge apportée par la pression hydrostatique de l'eau surtout lorsque la sonde se trouve à des profondeurs importantes, et la compressibilité de la sonde. La pression corrigée sera comme suit :

$$P = P_m + \gamma_w(z + a) - P_i \text{ avec}$$

a : est le niveau d'eau dans le CPV

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

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

(cette pression peut être mesurée lors d'un essai pressiométrique en plein air, appelé « **essai d'inertie de la sonde** »).

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

$$V = V_m - V_i$$

• Enfin, on obtient une courbe nette appelée « **courbe pressimétrique $V = f(P)$** », V étant le volume de la cavité cylindrique après **une minute** d'application du palier de pression, et P est la pression radiale nette appliquée sur les parois. (Voir **Figure II.12**).

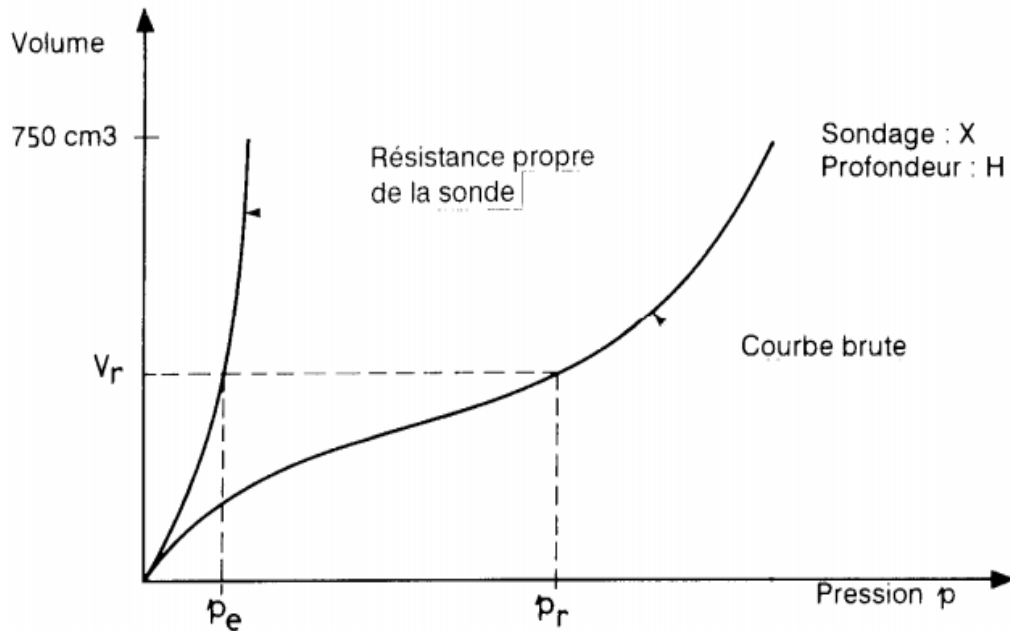


Figure II.2 : Résultats bruts (nettes) des mesures

Figure

Remarque :

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

II.6. Résultats de l'essai :

Les résultats se traduisent par une courbe pressimétrique qui présente l'allure des courbes de chargement. Elle se décompose en trois parties (voir **Figure II.13**) :

1- Phase de compactage : $P < P_0$

Elle correspond à la mise en contact de la sonde sur les parois du forage. La mise en pression de la sonde re-comprime le terrain, et la pression nulle au début de l'essai atteint P_0 pression latérale du sol au repos. Dans cette partie de la courbe, l'accroissement du volume de la sonde est plus grand que l'augmentation de la pression.

2- Phase pseudo-élastique $0 < P < P_f$:

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

$$E_M = K \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

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

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

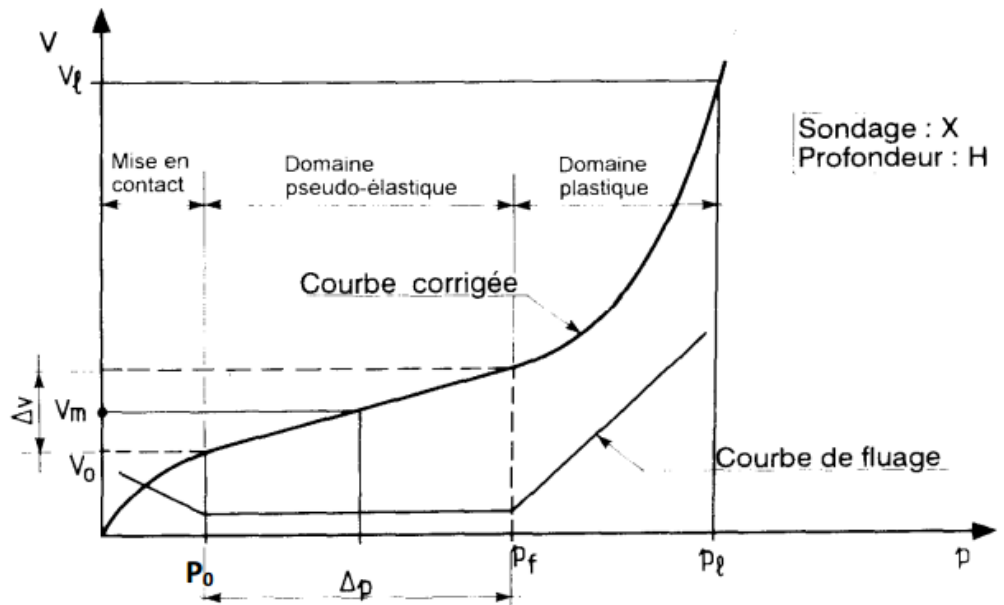


Figure II.3 : Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique

Remarque :

La courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe a l'allure indiquée sur la **Figure II.13** et permet de définir la **pression de fluage**.

II.7. Présentation des résultats de l'essai :

La **Figure II.4** illustre la présentation des résultats d'un sondage pressiométrique. Chaque essai pressiométrique doit fournir les paramètres suivants :

- 1- module pressiométrique MENARD E_M
- 2- pression limite nette P_l .
- 3- pression de fluage nette P_f .
- 4- pression horizontale des terres au repos σ_h

II.8. Exploitation des résultats de l'essai :

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

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

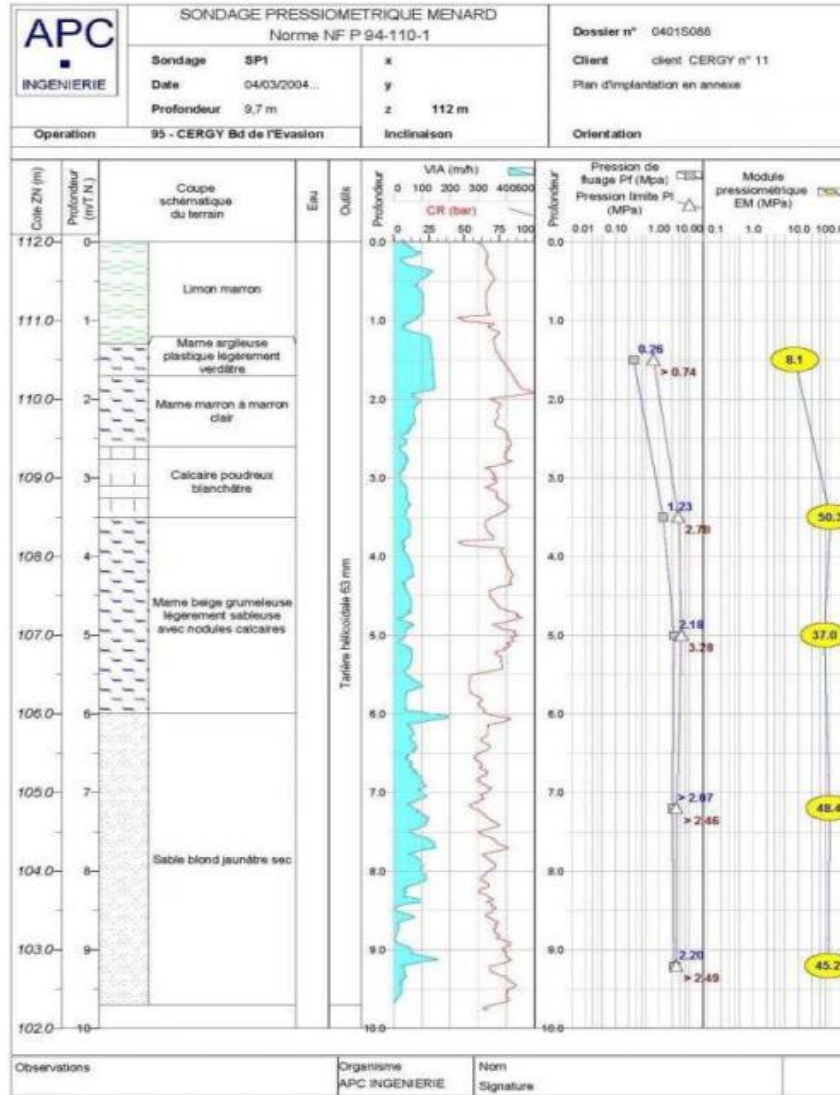


Figure II.4 : Forage pressiométrique

Annexe B

RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

- **Pieu 1**

Tableau : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques du pieu PH 1

Sondage N°		SC71						
Profondeur (m)		3.00-3.45	6.00-6.20	8.40-8.90	15.20-15.80	21.25-21.70	26.90-27.00	
Nature de l'échantillon		SPT	SPT	EP	EP	EP	ER	
Teneur en eau naturelle ω (%)		-	-	28.80	21.95	16.34	10.92	
Masse volumique humide γ_h (t/m ³)		-	-	2.02	2.02	2.01	2.01	
Masse volumique sèche γ_d (t/m ³)		-	-	1.58	1.66	1.73	1.81	
Degré de saturation S_r (%)		-	-	100	94.45	78.56	59.84	
Analyse granulométrique et sédimentométrique	< 2 mm	79.77	80.73	99.85	100	99.66	98.59	
	< 80 μ	19.51	10.12	97.60	97.97	50.40	45.08	
	< 2 μ	-	-	23.00	22.00	13.00	10.00	
Limites d'Atterberg	Ll (%)	-	-	46.16	30.88	28.17	25.42	
	Lp (%)	-	-	23.08	14.23	13.23	11.22	
	Ip (%)	-	-	23.08	16.65	14.94	14.20	
	Ic (%)	-	-	0.75	0.55	0.79	1.02	
Essai de compressibilité à l'oedomètre	Pc (bars)	-	-	2.31	-	3.00	-	
	Cc (%)	-	-	16.03	-	9.49	-	
	Cg (%)	-	-	4.56	-	2.15	-	
Cisaillement	Rectiligne (Uu)	Cu (bars)	-	-	0.75	-	-	-
		ϕ_u (°)	-	-	8.73	-	-	-
	Tri-axial (Cu+u)	C' (bars)	-	-	-	0.92	-	-
		ϕ' (°)	-	-	-	21.8	-	-
		Ccu (bars)	-	-	-	1.18	-	-
		ϕ_{cu} (°)	-	-	-	14.72	-	-
Résistance à la compression RC (bars)		-	-	-	-	-	-	
Analyses chimiques sommaires	Carbonate (%)	-	-	-	-	-	-	
	Anhydride (%)	-	-	-	-	-	-	
	Chlorure (%)	-	-	-	-	-	-	
	Sulfate (%)	-	-	-	-	-	-	

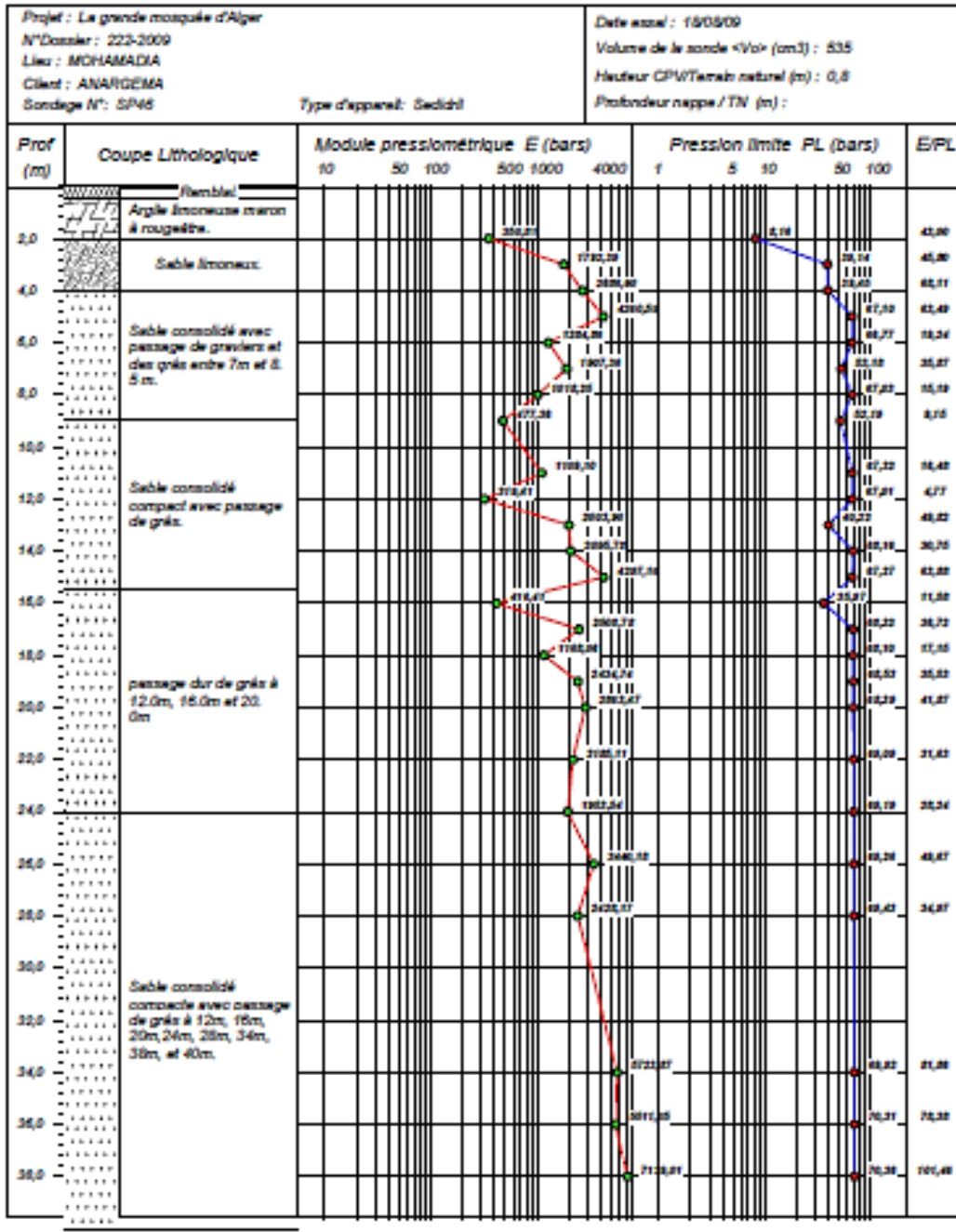
Pieu P2

Sondage N°		SC441		
Profondeur (m)		16.00-16.45	27.00-27.45	
Nature de l'échantillon		SPT	SPT	
Teneur en eau naturelle ω (%)				
Masse volumique humide γ_h (t/m ³)				
Masse volumique sèche γ_d (t/m ³)				
Degré de saturation S_r (%)				
Analyse granulométrique et sédimentométrique	< 2 mm	95.07	97.35	
	< 80 μ	32.35	28.18	
	< 2 μ	-	10	
Limites d'Atterberg	LI (%)	-	-	
	Lp (%)	-	-	
	Ip (%)	--	-	
	Ic (%)	-	-	
Essai de compressibilité à l'oedomètre	Pc (bars)	-	-	
	Cc (%)	-	-	
	Cg (%)	--	-	
Cisaillement	Rectiligne (Uu)	Cu (bars)	-	-
		ϕ_u (°)	-	-
	Tri-axial (Cu+u)	C' (bars)	-	-
		ϕ' (°)	-	-
		Ccu (bars)	-	-
		ϕ_{cu} (°)	-	--
Résistance à la compression RC (bars)		-	-	



SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

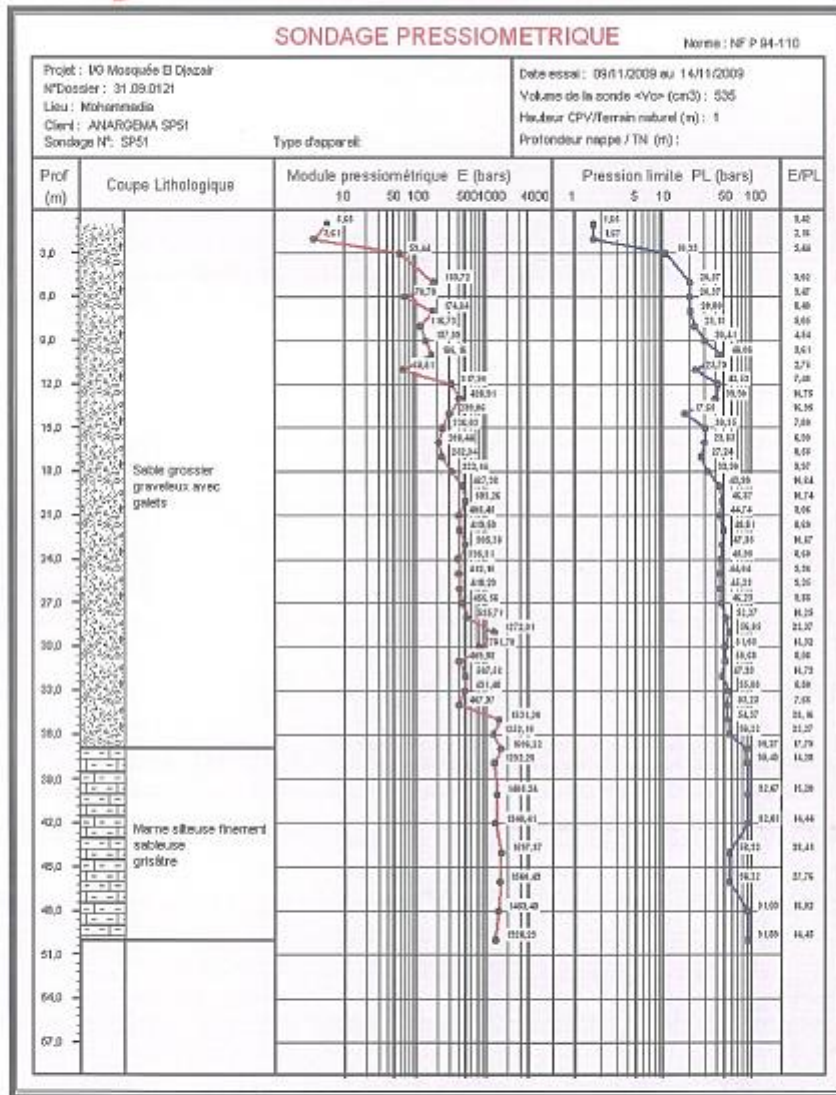
Norme : NF P 94-110



Pieu P3

Sondage N°		SC321						
Profondeur (m)		3.00- 3.45	6.00- 6.45	9.00- 9.45	16.50- 16.95	24.05- 24.50	26.00- 26.20	
Nature de l'échantillon		SPT	SPT	EP	EP	EP	SPT	
Teneur en eau naturelle ω (%)		-	-	-	-	20.97	18.33	
Masse volumique humide γ_h (t/m ³)		-	-	-	-	1.99	2.00	
Masse volumique sèche γ_d (t/m ³)		-	-	-	-	1.64	1.69	
Degré de saturation S_r (%)		-	-	-	-	87.45	82.68	
Analyse granulométrique et sédimentométrique		< 2 mm	72.76	-	69.93	97.15	99.56	96.90
		< 80 μ	16.32	-	16.74	8.67	33.89	61.39
		< 2 μ	-	-	-	-	-	19
Limites d'Atterberg		LI (%)	-	-	-	-	-	34.67
		Lp (%)	-	-	-	-	-	16.27
		Ip (%)	-	-	-	-	-	18.40
		Ic (%)	-	-	-	-	--	0.88
Essai de compressibilité à l'oedomètre		Pc (bars)	-	-	-	-	-	-
		Cc (%)	-	-	-	-	-	-
		Cg (%)	-	-	-	-	-	-
Cisaillement	Rectiligne (Uu)	Cu (bars)	-	-	-	-	-	0.83
		ϕ_u (°)	-	-	-	-	-	24.91
	Tri-axial (Cu+u)	C' (bars)	-	-	-	-	-	-
		ϕ' (°)	-	-	-	-	-	-
		Ccu (bars)	-	-	-	-	-	-
		ϕ_{cu} (°)	-	-	-	-	-	-
Analyses chimiques sommaires		Carbonate (%)	-	43.22	-	-	-	
		Anhydride (%)	-	19.02	-	-	-	

	Chlorure (%)	-	0.58	-	-	-	
	Sulfate (%)	-	traces	-	-	-	



L.C.T.P (Laboratoire Central des Travaux Publics)			
Établi le :	Investigation géotechnique de la grande mosquée El Djazair El Mohammadia – Alger	Dépt études :	Annexe
20.01.2010		MS/S.K./N.B./H.B./A.M./R.M	

Pieu P4

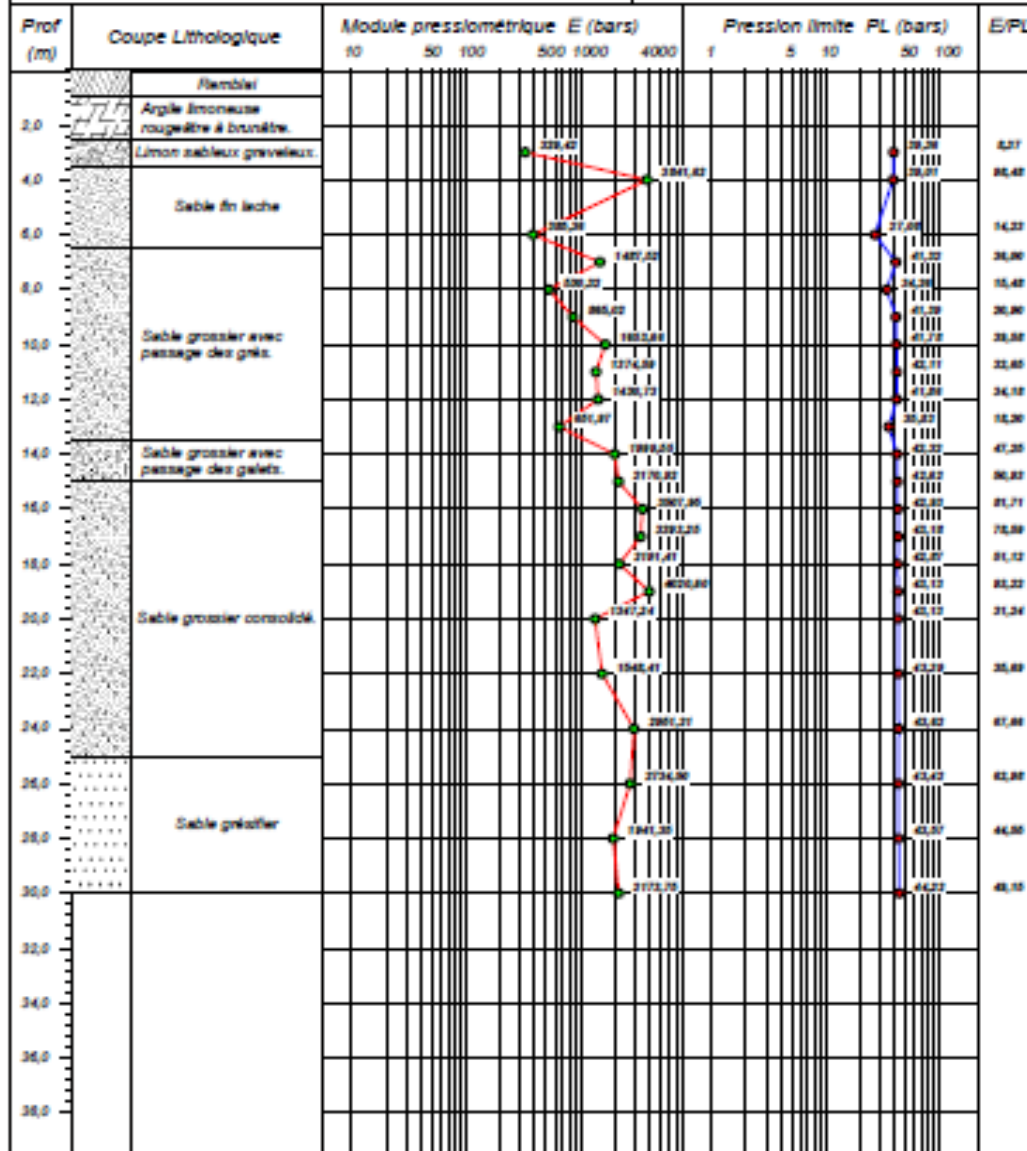
Sondage N°		SC63					
Profondeur (m)		15.00-15.45	24.00-24.45	43.61-44.11	49.50-49.95	55.00-55.50	
Nature de l'échantillon		SPT	SPT	EP	EP	EP	
Teneur en eau naturelle ω (%)				21.19	-	18.28	
Masse volumique humide γ_h (t/m ³)				2.06	-	2.14	
Masse volumique sèche γ_d (t/m ³)				1.70		1.81	
Degré de saturation S_r (%)				96.79	-	99.78	
Analyse granulométrique et sédimentométrique	< 2 mm	95.60	99.49	100	-	100	
	< 80 μ	4.69	63.59	84.17	-	98.66	
	< 2 μ	-	-	23.00	-	26.00	
Limites d'Atterberg	LI (%)	-	-	29.48	-	30.91	
	Lp (%)	-	-	15.37	-	16.23	
	Ip (%)	-	-	14.11	-	14.68	
	Ic (%)	-	-	0.23	-	0.86	
Essai de compressibilité à l'oedomètre	Pc (bars)	-	-	2.90	-	-	
	Cc (%)	-	-	11.90	-	-	
	Cg (%)	-	-	1.20	-	-	
Cisaillement	Rectiligne (Uu)	Cu (bars)	-	-	-	0.78	-
		ϕ_u (°)	-	-	-	27.07	-
	Tri-axial (Cu+u)	C' (bars)	-	-	-	-	-
		ϕ' (°)	-	-	-	-	-
		Ccu (bars)	-	-	-	-	-
		ϕ_{cu} (°)	-	-	-	-	-
Résistance à la compression RC (bars)		-	--	-	-	-	



SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Nome : NP P 94-110

Projet : La Grande Mosquée d'ALGER N° Dossier : 222 Lieu : EL MOHAMADIA Client : ANARGEMA Sondage N° : SP31	Date essai : 27-07-09 Volume de la sonde «Vo» (cm ³) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0,8 Profondeur nappe / TN (m) :
---	---



Pieu P5

Sondage N°		SC352				
Profondeur (m)		6.40-6.70	13.00-13.45	19.00-19.45	26.00-26.45	
Nature de l'échantillon		EP	SPT	SPT	SPT	
Teneur en eau naturelle ω (%)		11.95	-			
Masse volumique humide γ_h (t/m ³)		2.02	-			
Masse volumique sèche γ_d (t/m ³)		1.80	-			
Degré de saturation S_r (%)		64.39	-			
Analyse granulométrique et sédimentométrique	< 2 mm	94.75	97.67	93.89	92.91	
	< 80 μ	65.11	3.68	23.80	19.71	
	< 2 μ	40	-	9.00	7.00	
Limites d'Atterberg	LI (%)	38.88	-	-	-	
	Lp (%)	19.54	-	-	-	
	Ip (%)	19.34	-	-	-	
	Ic (%)	1.39		-	-	
Essai de compressibilité à l'oedomètre	Pc (bars)	-	-	-	-	
	Cc (%)	-	-	-	-	
	Cg (%)	-	-	-	-	
Cisaillement	Rectiligne (Uu)	Cu (bars)	-	-	-	-
		ϕ_u (°)	-	-	-	-
	Tri-axial (Cu+u)	C' (bars)	-	-	-	-
		ϕ' (°)	-	-	-	-
		Ccu (bars)	-	-	-	-
		ϕ_{cu} (°)	-	-	-	-
Résistance à la compression RC (bars)		-	-	-	-	
Analyses chimiques sommaires	Carbonate (%)	-	-	-	-	
	Anhydride (%)	-	-	-	-	
	Chlorure (%)	-	-	-	-	



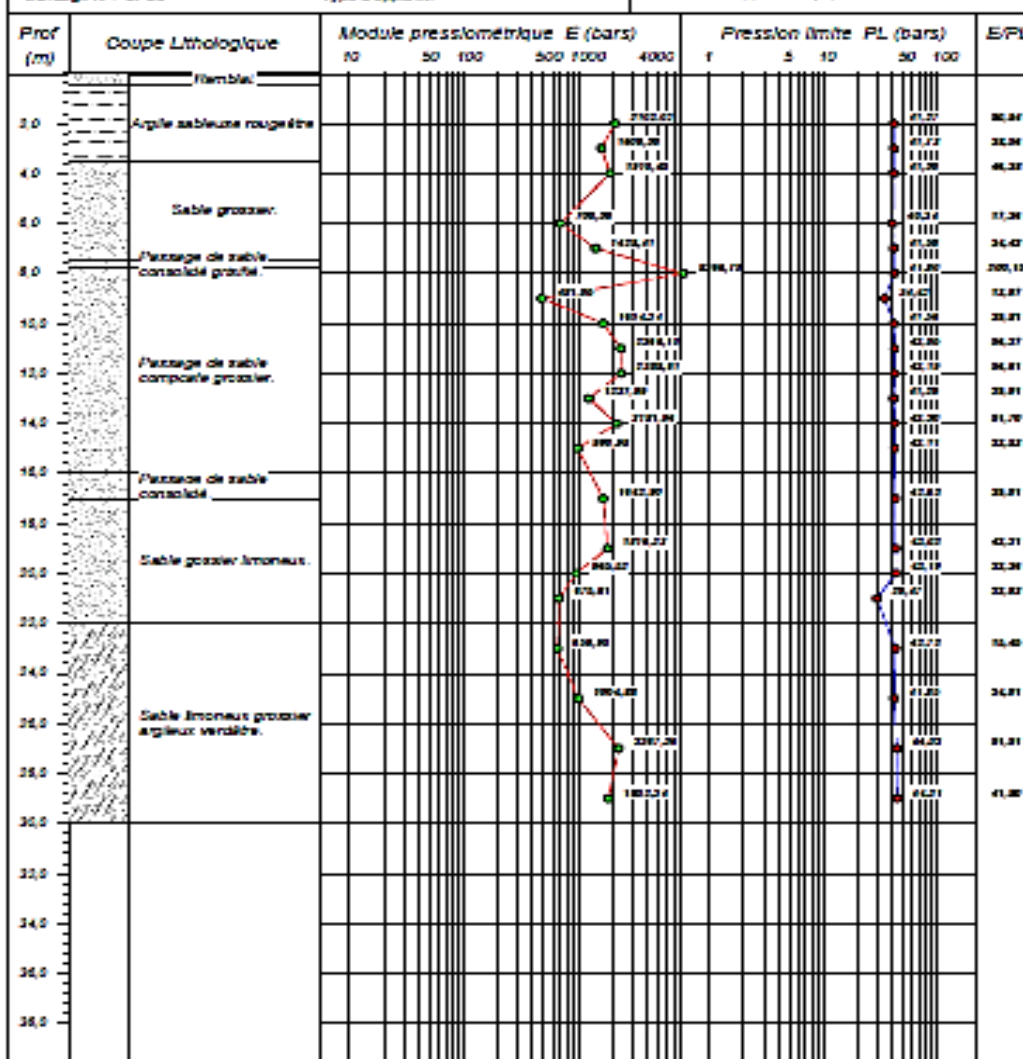
Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Centre

LHCC Unité de Oued Smar

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Djamil El Qasbi N° Dossier : 1111-09 Lieu : Mohamedia Client : ANANGEMA Sondage N° : SP33	Date essai : 15/07/2009 Volume de la sonde «Vol» (cm ³) : 535 Hauteur CPWTerrain naturel (m) : 0,8 Profondeur nappe / TN (m) :
--	---

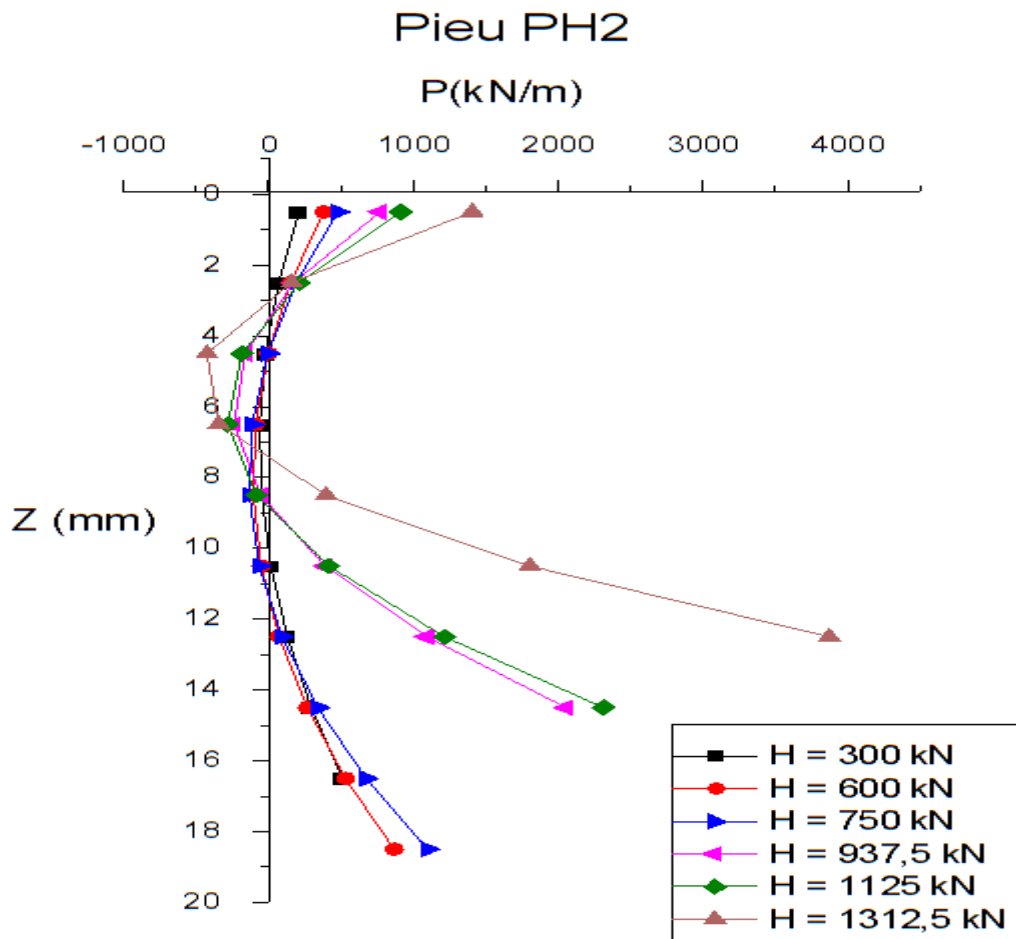


Annexe C

a) Pieu PH2

Tableau : Valeurs des réactions latérales en fonction de le déplacement latérale.

Z(m) H(KN)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5
	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)	P(KN/ m)
300	211.8	70.1	-20.2	-59.46	-47.42	15.84	130.34	296.07	513.0	-
600	380.55	154.1	-2.10	-88.26	-104.2	-50.2	74	268.33	532.7	867.3
750	478.67	193.2	-3.65	-111.9	-131.7	-62.9	94.48	340.44	674.9	1098
937.5	771.67	175.8	-160.2	-236.6	-53.26	389.8	1092.7	2055.4		
1125	914.15	216.1	-182.4	-281.7	-81.59	417.8	1216.7	2314.9		
1312.5	1407.4	160.4	-423.3	-344.1	398.12	1803.4	3871.9			

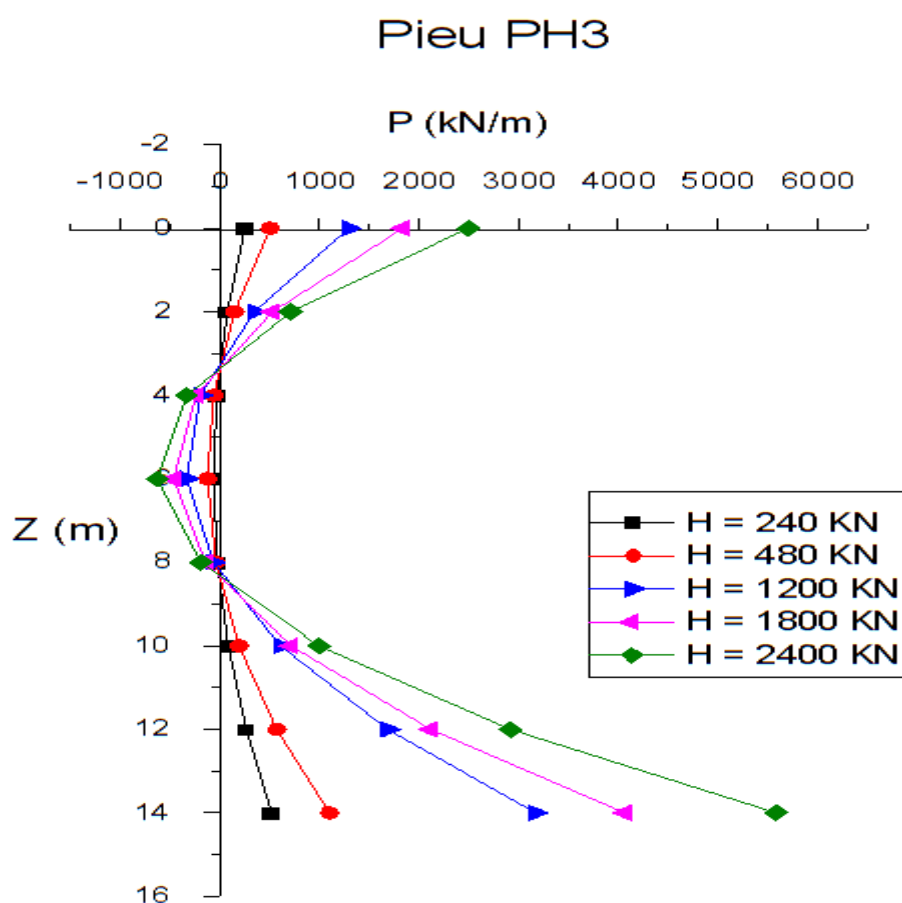


Annexe D

b) Pieu PH3

Tableau : Valeurs des réactions latérales en fonction de le déplacement latérale.

Z(m) \ H(KN)	0	2	4	6	8	10	12	14
	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)
240KN	253.67	75.48	-30.63	-64.66	-26.61	83.51	265.72	520
480 KN	505.08	147.52	-62.513	-125.04	-40.06	192.43	572.43	1099.95
1200KN	1293.93	346.47	-195.82	-332.96	-64.94	608.24	1686.58	3170.08
1800KN	1838.09	528.38	-238.77	-463.38	-145.43	715.06	2118.11	4063.71
2400KN	2493.64	710.76	-330.6	-630.45	-188.79	994.38	2919.06	5585.26

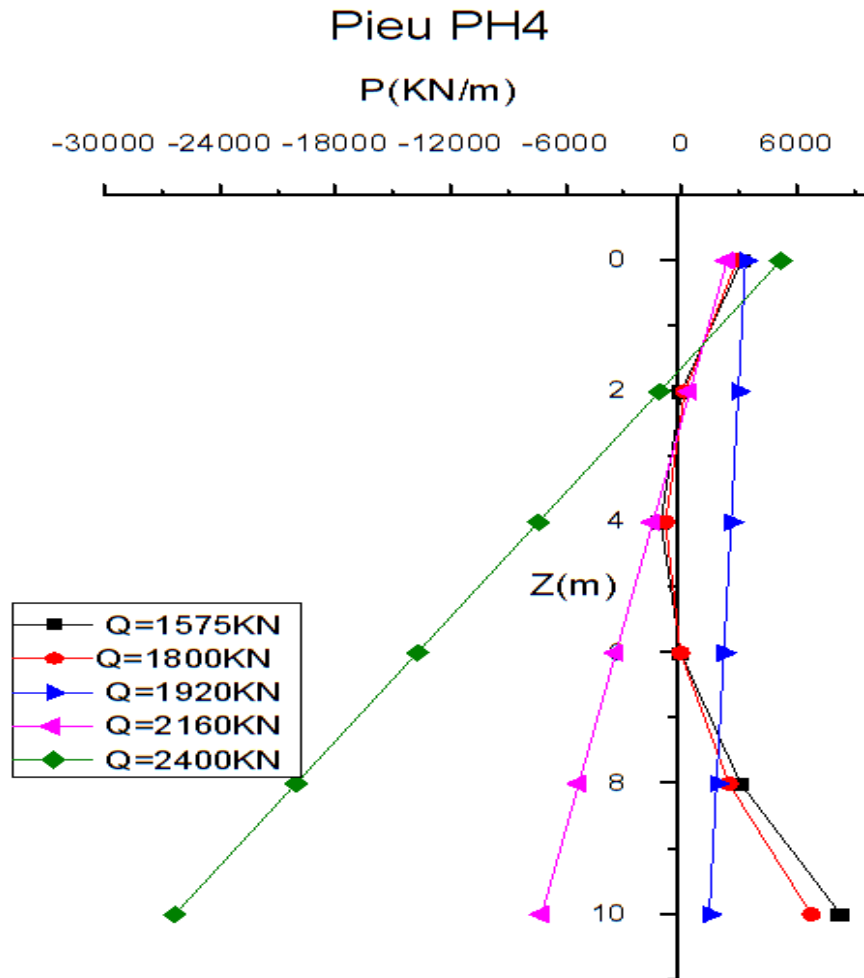


Annexe E

c) Pieu PH4

Tableau : Valeurs des réactions latérales en fonction de le déplacement latérale.

Z(m) \ H(KN)	0	2	4	6	8	10
	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)
1575KN	3180.96	26.34	-1037.8	-11.7	3104.88	8811.86
1800KN	2925.31	187.13	-796.33	-25.07	2500.91	6781.61
1920KN	3363.53	2986.89	2610.25	2233.61	1856.97	1480.33
2160KN	2399.4	474.02	-1451.36	-3376.74	-5302.12	-7227.5
2400KN	5185.95	-1110.53	-7407.13	-13703.67	-20000.21	-26296.75

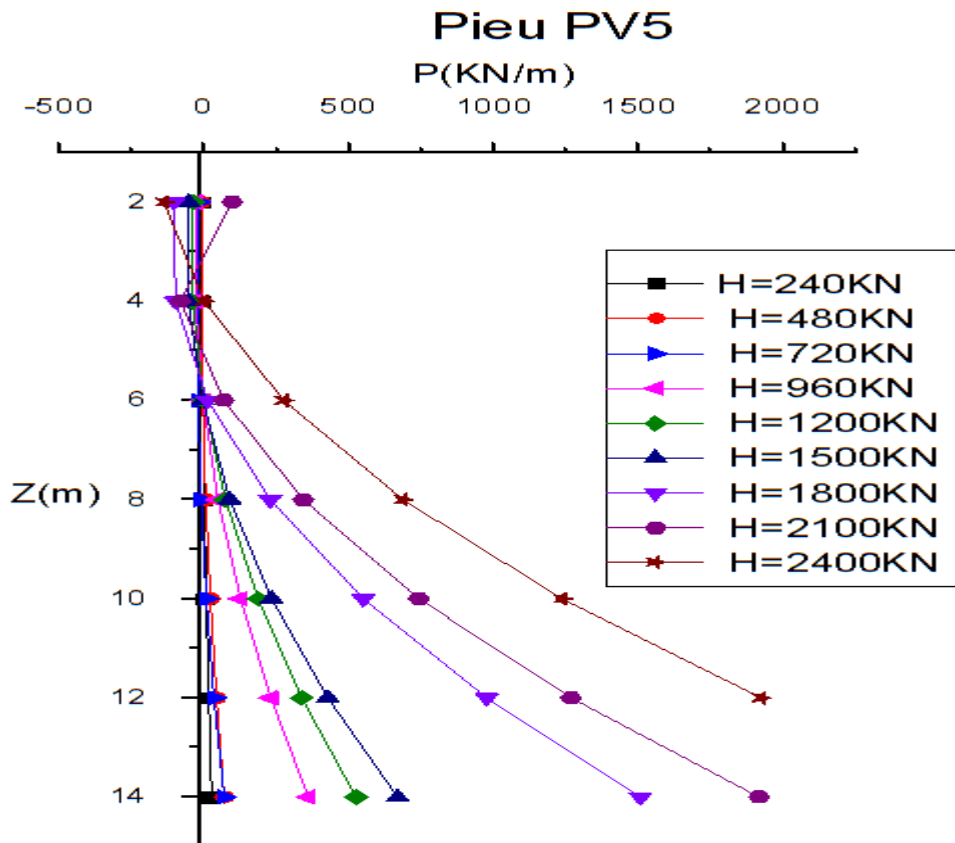


Annexe F

d) Pieu PH5

Tableau : Valeurs des réactions latérales en fonction de le déplacement latérale.

Z(m) \ H(KN)	2	4	6	8	10	12	14
H(KN)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)	P(KN/m)
240	-1.88	-1.68	0.6	4.96	11.4	19.92	30.52
480	-5.6	-5.84	-0.72	9.76	25.6	46.8	73.36
720	-13.96	-19.76	-17.4	-6.88	11.8	38.64	73.64
960	-25.92	-25.84	0.24	52.32	130.4	234.48	364.56
1200	-36.78	-36.12	1.98	77.52	190.5	340.92	528.78
1500	-49.8	-50.96	-0.48	92.64	237.4	430.8	672.84
1800	-99.68	-94.16	16.56	232.48	553.6	979.92	1511.44
2100	101.32	-77.36	71.88	346.4	746.2	1271.28	1921.64
2400	-135.54	-134.76	3.54	278.96	691.5	1241.16	1927.94



Annexe G

a) Pieu PH 1

L'effort H = 150 kN

$$a = 0.003809$$

$$b = -0.0005082$$

$$e = -3.563E-6$$

$$f = 2.493E-7$$

$$g = -5.736E-9$$

$$R = 97.84 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 0.000003563 + 120 * 0.0000002493Z - 360 * 0.00000005736Z^2)$$

$$P = 130.124 - 45.468Z + 3.142Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	130.124	51.756	-1.476	-29.572	-32.532	-10.356	36.956	109.404	206.988	329.708

L'effort H = 300 kN

$$a = 6.087E-3$$

$$b = -9.489E-4$$

$$e = -6.622E-6$$

$$f = 4.357E-7$$

$$g = -9.530E-9$$

$$R = 98.30 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 6.622E-6 + 120 * 4.357E-7Z - 360 * 9.530E-9Z^2)$$

$$P = 241.84 - 79.56Z + 5.22Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	241.84	103.6	7.12	-47.6	-60.56	-31.76	38.8	151.12	305.2	501.04

L'effort H = 450 kN

$$a = 9.492E-3$$

$$b = -1.512E-3$$

$$e = -1.289E-5$$

$$f = 8.093E-7$$

$$g = -1.734E-8$$

$$R = 98.07 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 1.289E-5 + 120 \cdot 8.093E-7Z - 360 \cdot 1.734E-8Z^2)$$

$$P = 470.753 - 147.781Z + 9.499Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	470.75	213.18	31.61	-73.96	-103.5	-57.15	65.237	263.623	538.001	888.371

L'effort H = 600 kN

$$a = 1.225E-2$$

$$b = -2.053E-3$$

$$e = -1.289E-5$$

$$f = 8.369E-7$$

$$g = -1.815E-8$$

$$R = 98.96 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 1.289E-5 + 120 \cdot 8.369E-7Z - 360 \cdot 1.815E-8Z^2)$$

$$P = 470.75 - 152.82Z + 9.94Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	470.75	204.87	18.51	-88.33	-115.65	-63.45	68.27	279.51	570.27	940.55

L'effort H = 750 kN

$$a = 1.408E-2$$

$$b = -2.352E-3$$

$$e = -1.681E-5$$

$$f = 1.119E-6$$

$$g = -2.473E-8$$

$$R = 98.64 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 1.681E-5 + 120 \cdot 1.119E-6Z - 360 \cdot 2.473E-8Z^2)$$

$$P = 613.91 - 204.334Z + 13.547Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	613.91	259.43	13.326	-124.402	-153.754	-74.73	112.67	408.446	812.598	1325.126

L'effort H = 937.5 kN

$a = 2.15E-2$

$b = -3.223E-3$

$e = -2.183E-5$

$f = 1.493E-6$

$g = -3.362E-8$

$R = 98.91 \%$

$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 2.183E-5 + 120 * 1.493E-6Z - 360 * 3.362E-8Z^2)$

$P = 797.249 - 272.627Z + 18.417Z^2$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	797.249	325.663	1.413	-175.50	-153.75	-87.32	177.773	590.203	1149.969	1857.071

L'effort H = 1125 kN

$a = 3.364E-2$

$b = -4.342E-3$

$e = -2.555E-5$

$f = 1.719E-6$

$g = -3.818E-8$

$R = 99.42 \%$

$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 2.555E-5 + 120 * 1.719E-6Z - 360 * 3.818E-8Z^2)$

$P = 933.106 - 313.896Z + 20.915Z^2$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	933.106	388.974	12.162	-197.3	-239.50	-114.35	178.114	637.902	1265.01	2059.438

L'effort H = 1312.5 kN

$a = 6.559E-2$

$b = -7.574E-3$

$e = -3.076E-5$

$f = 2.166E-6$

$g = -5.001E-8$

$R = 99.49 \%$

$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$$P = -1521.7 \cdot 1000(-24 \cdot 3.076E-5 + 120 \cdot 2.166E-6Z - 360 \cdot 5.001E-8Z^2)$$

$$P = 1123.379 - 395.520Z + 27.396Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	1123.37	441.923	-20.36	-263.4	-287.43	-92.221	322.163	955.715	1808.43	2880.323

L'effort H = 1500 kN

$$a = 6.761E-2$$

$$b = -8.312E-3$$

$$e = -3.404E-5$$

$$f = 2.356E-6$$

$$g = -5.385E-8$$

$$R = 99.47 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000(-24 \cdot 3.404E-5 + 120 \cdot 2.356E-6Z - 360 \cdot 5.385E-8Z^2)$$

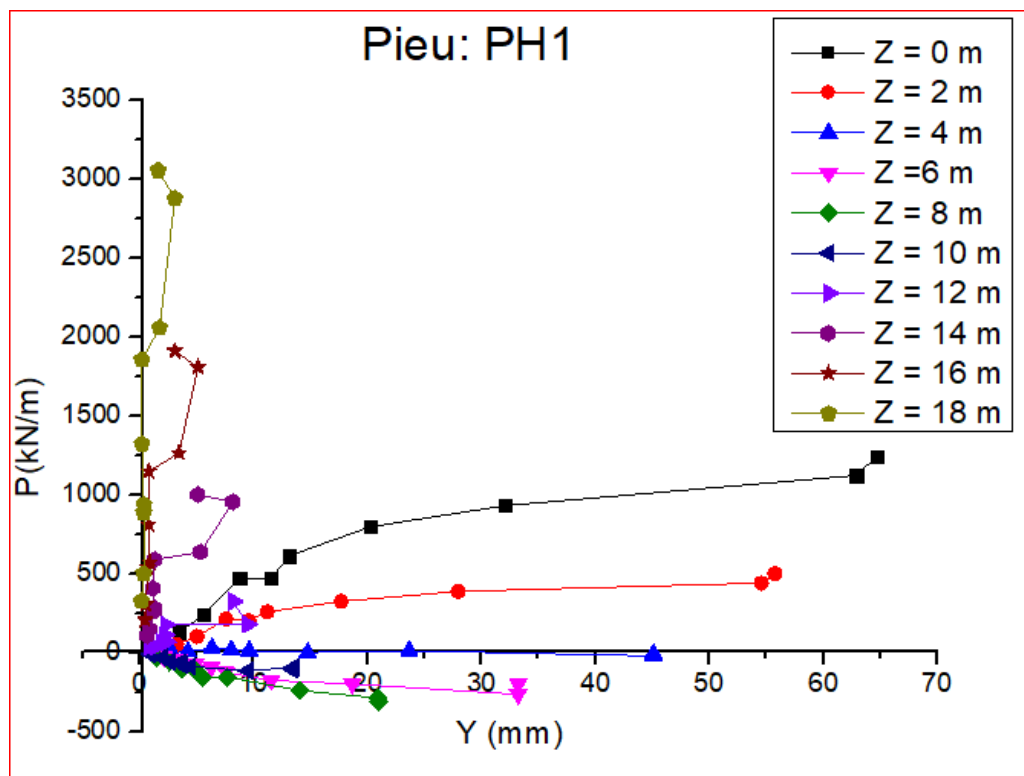
$$P = 1243.168 - 430.215Z + 29.499Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
P(kN/m)	1243.16	500.734	-5.708	-197.3	-310.61	-109.08	328.444	1001.96	1911.47	3056.974

Les courbes P-Y à partir de log CurveExpert

Z = 0 m		Z = 2 m		Z = 4 m		Z = 6 m		Z = 8 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)
3,506	130,124	3,266	51,756	2,856	-1,476	2,153	-29,572	1,498	-32,532
5,625	241,84	5,069	103,6	4,244	7,12	3,517	-47,6	2,644	-60,56
8,768	470,753	7,602	213,187	6,364	31,613	4,906	-73,969	3,764	-103,559
11,545	470,75	9,599	204,87	8,044	18,51	6,3184	-88,33	4,933	-115,65
13,128	613,91	11,232	259,43	9,628	13,326	7,585	-124,402	5,542	-153,754
20,219	797,249	17,702	325,663	14,749	1,413	11,555	-175,501	7,682	-153,754
32,078	933,106	27,964	388,974	23,656	12,162	18,670	-197,33	14,023	-239,502
62,877	1123,379	54,554	441,923	45,081	-20,365	33,227	-263,485	20,936	-287,437
64,659	1243,168	55,753	500,734	45,097	-5,708	33,24	-197,33	20,968	-310,616

Z = 10 m		Z = 12 m		Z = 14 m		Z = 16 m		Z = 18 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)
0,966	-10,356	0,824	36,956	0,706	109,404	0,49	206,988	0,1769	329,708
1,989	-31,76	1,433	38,8	0,876	151,12	0,563	305,2	0,372	501,04
2,696	-57,157	1,944	65,237	1,315	263,623	0,734	538,001	0,372	888,371
3,597	-63,45	2,407	68,27	1,363	279,51	0,904	570,27	0,396	940,55
3,695	-74,73	2,261	112,67	1,168	408,246	0,807	812,598	0,226	1325,126
4,487	-87,321	2,309	177,773	1,341	590,203	0,809	1149,969	0,227	1857,071
9,522	-114,354	9,522	178,114	5,359	637,902	3,471	1265,01	1,767	2059,438
13,552	-92,221	8,209	322,163	8,209	955,715	5,149	1808,435	3,111	2880,323
13,487	-109,082	8,209	328,444	5,149	1001,962	3,111	1911,472	1,655	3056,974



b) PIEU : PH 2

L'effort H = 150 kN

$$a = 5.242E-4$$

$$b = -5.423E-5$$

$$e = -1.193E-5$$

$$f = 2.084E-6$$

$$g = -1.114E-7$$

$$R = 00 \%$$

$$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 1.193E-5 + 120 * 2.084E-6Z - 360 * 1.114E-7Z^2)$$

$$P = 435.693 - 380.547Z + 61.026Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5
P(kN/m)	260.676	-134.262	-40.992	540.486	1610.172

L'effort H = 300 kN

$$a = 1.466E-3$$

$$b = -6.834E-4$$

$$e = -6.989E-6$$

$$f = 4.931E-7$$

$$g = -1.169E-8$$

$$R = 71.94 \%$$

$$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 6.989E-6 + 120 * 4.931E-7Z - 360 * 1.169E-8Z^2)$$

$$P = 255.244 - 90.042Z + 6.404Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5
P(kN/m)	211.824	70.164	-20.264	-59.46	-47.424	15.844	130.344	296.076	513.04

L'effort H = 450 kN

$$a = 2.635E-3$$

$$b = -1.165E-3$$

$$e = -1.222E-5$$

$$f = 7.318E-7$$

$$g = -1.505E-8$$

$$R = 00 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 1.222E-5 + 120 * 7.318E-7Z - 360 * 1.505E-8Z^2)$$

$$P = 446.284 - 133.629Z + 8.245Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5
P(kN/m)	381.531	163.743	11.915	-73.953	-93.861	-47.809	64.203	242.175	486.107	795.999

L'effort H = 600 kN

$$a = 4.081E-3$$

$$b = -1.617E-3$$

$$e = -1.227E-5$$

$$f = 7.639E-7$$

$$g = -1.600E-8$$

$$R = 65.41 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 1.227E-5 + 120 * 7.639E-7Z - 360 * 1.600E-8Z^2)$$

$$P = 448.110 - 139.491Z + 8.765Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5
P(kN/m)	380.556	154.164	-2.108	-88.260	-104.292	-50.204	74.004	268.332	532.779	867.348

L'effort H = 750 kN

$$a = 5.259E-3$$

$$b = -1.994E-3$$

$$e = -1.544E-5$$

$$f = 9.635E-7$$

$$g = -2.021E-8$$

$$R = 74.26 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 1.544E-5 + 120 * 9.635E-7Z - 360 * 2.021E-8Z^2)$$

$$P = 563.881 - 175.939Z + 11.071Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5
P(kN/m)	478.679	193.227	-3.657	-111.973	-131.721	-62.901	94.487	340.443	674.967	1098.059

L'effort H = 937.5 kN

$$a = 5.608E-3$$

$$b = -1.773E-3$$

$$e = -2.632E-5$$

$$f = 2.165E-6$$

$$g = -5.927E-8$$

$$R = 93.87 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 2.632E-5 + 120 * 2.165E-6Z - 360 * 5.927E-8Z^2)$$

$$P = 961.227 - 395.338Z + 32.469Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5
P(kN/m)	771.675	175.813	-160.297	-236.655	-53.261	389.885	1092.783	2055.433

L'effort H = 1125 kN

$$a = 6.095E-3$$

$$b = -2.039E-3$$

$$e = -3.109E-5$$

$$f = 2.526E-6$$

$$g = -6.831E-8$$

$$R = 93.33 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 3.109E-5 + 120 * 2.526E-6Z - 360 * 6.831E-8Z^2)$$

$$P = 1135.432 - 461.258Z + 37.421Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5
P(kN/m)	914.158	216.168	-182.454	-281.708	-81.594	417.888	1216.738	2314.956

L'effort H = 1312.5 kN

$$a = 6.785E-3$$

$$b = -2.289E-3$$

$$e = -3.720E-5$$

$$f = 3.065E-6$$

$$g = -8.369E-8$$

$$R = 93.61 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 3.720E-5 + 120 \cdot 3.065E-6Z - 360 \cdot 8.369E-8Z^2)$$

$$P = 1358.574 - 559.681Z + 45.846Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5
P(kN/m)	1090.195	245.909	-231.609	-342.359	-86.341	536.445	1525.999	2882.321

L'effort H = 1500 kN

$$a = 7.034E-3$$

$$b = -2.182E-3$$

$$e = -4.991E-5$$

$$f = 4.776E-6$$

$$g = -1.513E-7$$

$$R = 97.34\%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 4.991E-5 + 120 \cdot 4.776E-6Z - 360 \cdot 1.513E-7Z^2)$$

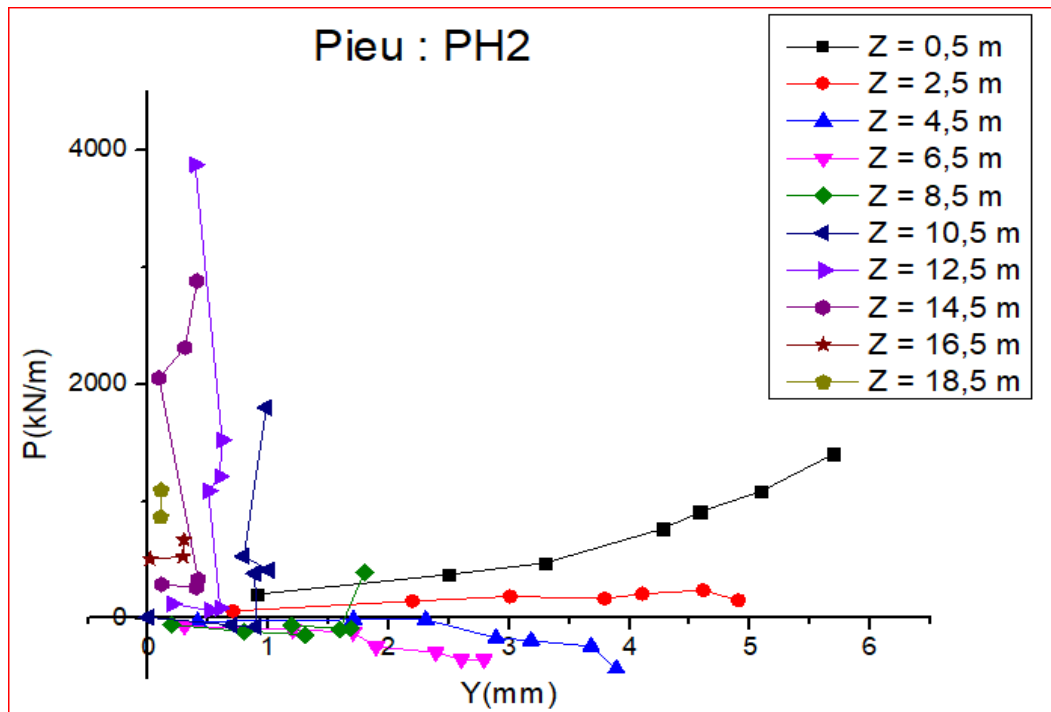
$$P = 1822.753 - 872.117Z + 82.884 Z^2$$

Z(m)	0.5	2.5	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5
P(kN/m)	1407.415	160.485	-423.373	-344.159	398.128	1803.486	3871.916

Les courbes P-Y à partir de log CurveExpert

Z = 0.5m		Z = 2.5 m		Z = 4.5 m		Z = 6.5 m		Z = 8.5 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0,903	211.824	0,704	70.164	0,412	-20.264	0,302	-59.46	0,197	-47.424
2,497	380.556	2,195	154.164	1,707	-2.108	1,203	-88.26	0,799	-104.292
3,294	478.679	3,009	193.227	2,306	-3.657	1,704	-111.973	1,304	-131.721
4,276	771.675	3,792	175.813	2,892	-160.297	1,894	-236.655	1,189	-53.261
4,582	914.158	4,106	216.168	3,181	-182.454	2,392	-281.708	1,682	-81.341
5,092	1090.195	4,611	245.909	3,682	-231.609	2,603	-342.359	1,593	-86.341
5,694	1407.415	4,904	160.485	3,890	-423.373	2,790	-344.159	1,796	398.128

Z = 10.5m		Z = 12.5 m		Z = 14.5 m		Z = 16.5 m		Z = 18.5 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0	15.844	0.201	130.344	0,108	296.076	0.0148	513.04	-	-
0.699	-50.204	0.514	74.004	0.397	268.332	0.289	532.779	0,105	867.348
0.898	-62.901	0.598	94.487	0.416	340.443	0.299	674.967	0.108	1098.059
0.888	389.885	0.501	1092.783	0.089	2055.433				
1.002	417.888	0.595	1216.738	0.305	2314.956				
0.794	536.445	0.615	1525.999	0.407	2882.321				
0.982	1803.486	0.391	3871.916						



c) Pieu PH3

L'effort H = 240 kN

$$a = 1.351E-3$$

$$b = -4.351E-4$$

$$e = -6.946E-6$$

$$f = 5.866E-7$$

$$g = -1.644E-8$$

$$R = 96.89 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 6.946E-6 + 120 \cdot 5.866E-7Z - 360 \cdot 1.644E-8Z^2)$$

$$P = 253.673 - 107.116Z + 9.01Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(kN/m)	253.673	75.481	-30.631	-64.663	-26.615	83.513	265.721	520.009

L'effort H = 480 kN

$$a = 3.192E-3$$

$$b = -9.472E-4$$

$$e = -1.383E-5$$

$$f = 1.181E-6$$

$$g = -3.366E-8$$

$$R = 94.63 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 1.383E-5 + 120 \cdot 1.181E-6Z - 360 \cdot 3.366E-8Z^2)$$

$$P = 505.083 - 215.655Z + 18.439Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(kN/m)	505.083	147.529	-62.513	-125.043	-40.061	192.433	572.439	1099.957

L'effort H = 1200 kN

$$a = 2.375E-2$$

$$b = -4.119E-3$$

$$e = -3.543E-5$$

$$f = 3.149E-6$$

$$g = -9.245E-8$$

$$R = 99.22 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 3.543E-5 + 120 \cdot 3.149E-6Z - 360 \cdot 9.245E-8Z^2)$$

$$P = 1293.932 - 575.019Z + 50.645Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(kN/m)	1293.932	346.474	-195.824	-332.962	-64.94	608.242	1686.584	3170.086

L'effort H = 1800 kN

$$a = 5.848E-2$$

$$b = -8.374E-3$$

$$e = -5.033E-5$$

$$f = 4.329E-6$$

$$g = -1.238E-7$$

$$R = 99.71 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 5.033E-5 + 120 \cdot 4.329E-6Z - 360 \cdot 1.238E-7Z^2)$$

$$P = 1838.092 - 790.493Z + 67.819Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(kN/m)	1838.092	528.382	-238.776	-463.382	-145.436	715.062	2118.112	4063.714

L'effort H = 2100 kN

$$a = 7.748E-2$$

$$b = -1.055E-2$$

$$e = -5.908E-5$$

$$f = 5.109E-6$$

$$g = -1.467E-7$$

$$R = 99.61 \%$$

$$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = -1521.7 \cdot 1000 (-24 \cdot 5.908E-5 + 120 \cdot 5.109E-6Z - 360 \cdot 1.467E-7Z^2)$$

$$P = 2157.649 - 932.924Z + 80.364Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(kN/m)	2157.649	613.257	-288.223	-546.791	-162.447	864.809	2534.977	4848.057

L'effort H = 2400 kN

a = 1.002E-1

b = -1.200E-2

e = -6.828E-5

f = 5.897E-6

g = -1.692E-7

R = 99.83 %

$P = -E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$P = -1521.7 * 1000 (-24 * 6.828E-5 + 120 * 5.897E-6 Z - 360 * 1.692E-7 Z^2)$

$P = 2493.64 - 1076.816Z + 92.689Z^2$

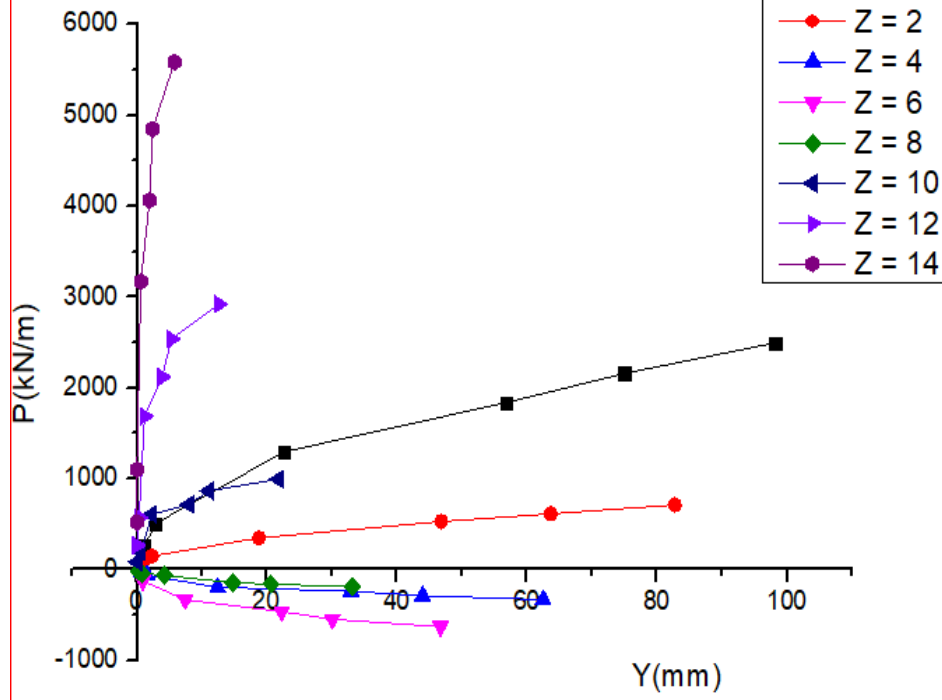
Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(kN/m)	2493.64	710.764	-330.6	-630.452	-188.792	994.38	2919.064	5585.26

Les courbes P-Y à partir de log CurveExpert

Z = 0 m		Z = 2 m		Z = 4 m		Z = 6 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
1,240	253.673	0,947	75.481	0,695	-30.631	0,485	-64.663
2,878	505.083	2,380	147.529	1,629	-62.513	0,964	-125.043
22,672	1293.932	18,814	346.474	12,481	-195.824	7,4895	-332.962
56,875	1838.092	46,832	528.382	32,967	-238.776	22,342	-463.382
74,987	2157.649	63,661	613.257	43,970	-288.223	30,112	-546.791
98,156	2493.64	82,757	710.764	62,516	-330.6	46,732	-630.452

Z = 8 m		Z = 10 m		Z = 12 m		Z = 14 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0,317	-26.615	0,108	83.513	0,023	265.721	0,024	520.009
0,801	-40.061	0,638	192.433	0,392	572.439	0,0615	1099.957
4,218	-64.94	2,373	608.242	1,240	1686.584	0,653	3170.086
14,791	-145.436	8,072	715.062	3,928	2118.112	2,027	4063.714
20,712	-162.447	11,092	864.809	5,378	2534.977	2,472	4848.057
33,204	-188.792	21,823	994.38	12,642	2919.064	5,829	5585.26

Pieu : PH3



d) Pieu PH4

H=1575 KN

A=1.41 e-2

B=-1.40 e-3

E=-8.71 e-5

F= 1.15 e-5

G=-4.77 e-7

R=99.89%

$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$P = 3180.96 - 2099.91 * Z + 261.30 * Z^2$

Z(m)	0	2	4	6	8	10
P(KN/m)	3180.96	26.34	-1037.88	-11.7	3104.88	8811.86

H=1800KN

A=1.77 e-2

B= -3.17 e-3

E=-8.01 e-5

F=9.90 e-6

G=-4.004 e-7

R=99.91%

$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$P = 2925.331 - 1807.77 * Z + 219.34 * Z^2$

Z(m)	0	2	4	6	8	10
P(KN/m)	2925.31	187.13	-796.33	-25.07	2500.91	6781.61

H=1920KN

A=2.06 e-2

B=-3.05 e-3

E= -9.21 e-5

F=1.164 e-5

G=-4.72 e-7

R=99.99%

$$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = 3363.56 - 212.55 * Z + 24.23 * Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10
P(KN/m)curve	3363.53	2986.89	2610.25	2233.61	1856.97	1480.33

$$H = 2160 \text{ KN}$$

$$A = 2.81 \text{ e-}2$$

$$B = -4.89 \text{ e-}3$$

$$E = -6.57 \text{ e-}5$$

$$F = 5.77 \text{ e-}6$$

$$G = -1.66 \text{ e-}7$$

$$R = 99.19\%$$

$$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

$$P = 239.94 - 1053.62Z + 90.93Z^2$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10
P(KN/m)curve	2399.4	474.02	-1451.36	-3376.74	-5302.12	-7227.5

$$H = 2400 \text{ KN}$$

$$A = 3.52 \text{ e-}2$$

$$B = -3.16 \text{ e-}3$$

$$E = -1.42 \text{ e-}4$$

$$F = 1.98 \text{ e-}5$$

$$g = -8.53 \text{ e-}7$$

$$R = 99.29\%$$

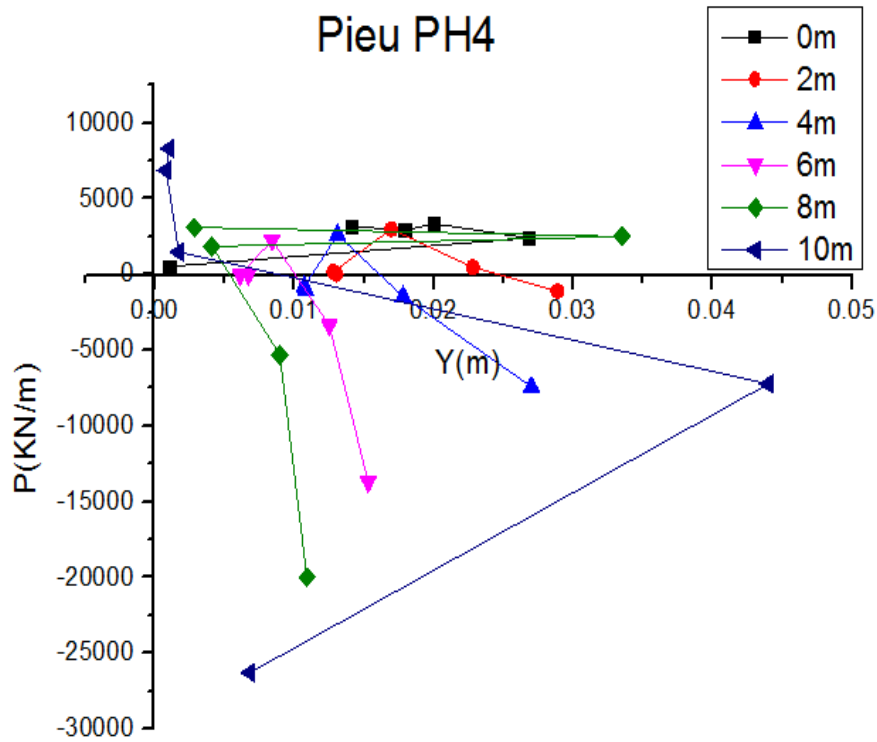
$$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$$

Z(m)	0	2	4	6	8	10
P(KN/m)curve	5185.95	-1110.53	-7407.13	-13703.67	-20000.21	-26296.75

Les courbes P-Y à partir de log CurveExpert

Z = 0 m		Z = 2 m		Z = 4 m		Z = 6 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0.0141	3180.96	0.013	26.34	0.0108	-1037.88	0.0067	-11.7
0.0179	2925.31	0.0128	187.13	0.0107	-796.33	0.0061	-25.07
0.02	3363.53	0.01696	2986.89	0.0131	2610.25	0.0084	2233.61
0.0268	2399.4	0.0228	474.02	0.0178	-1451.36	0.0125	-3376.74
0.00101	518.95	0.02887	-1110.59	0.027	-7407.13	0.0153	-13703.6

Z = 8 m		Z = 10 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0.0028	3104.88	0.00101	8311.86
0.0335	2500.91	8E-4	6871.61
0.00409	1856.97	0.0017	1480.33
0.00896	-5302.12	0.044	-7227.5
0.0109	-20000.21	0.00681	-26296.75



e) Pieu PH5

$$H=240\text{KN}$$

$$A=1\text{e-}3$$

$$B=-2.45\text{e-}4$$

$$F=-3.10\text{e-}6$$

$$G=4.37\text{e-}7$$

$$P = - E_p I_p (24e+120fZ+360gZ^2)$$

$$P=566.07*Z-239.39*Z^2$$

Z (m)	0	2	4	6
P(z)	0	174.58	- 1565.96	- 5221.62

$$H=480\text{KN}$$

$$A=3.77\text{e-}3$$

$$B=-8.89\text{e-}4$$

$$E=0$$

$$F=-1.87\text{e-}6$$

$$G=1.77\text{e-}7$$

$$P = - E_p I_p (24e+120fZ+360gZ^2)$$

$$P=341.46*Z-96.96*Z^2$$

Z (m)	0	2	4	6	8
P(z)	0	295.08	- 185.52	- 1441.8	- 3473.76

$$H=720\text{ KN}$$

$$A= 9.35\text{e-}3$$

$$B=-2.39\text{e-}3$$

$$F=-8.86\text{e-}7$$

$$G=5.20\text{e-}8$$

$$P = - E_p I_p (24e+120fZ+360gZ^2)$$

$$P=161.78*Z-28.48*Z^2$$

Z (m)	0	2	4	6	8	10
-------	---	---	---	---	---	----

P(z)	0	209.64	191.44	-64.6	-	-
					528.48	2159.76

H=960 KN

A=1.76 e-2

B=-4.75 e-3

C=1.57e-4

D=5.25 e-5

E=0

F=-6.92 e-7

G=3.28e-8

$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$P = 126.36 * Z - 17.96 * Z^2$

Z (m)	0	2	4	6	8	10	12
P(z)	0	180.88	218.08	111.6	-	-	-
					138.56	532.4	1069.92

H=1200 KN

A=5.63 e-2

B=-1.04 e-2

C=1.94 e-4

D=6.57 e-5

E=0

F=-6.87 e-7

G=3.22e-8

$P = - E_p I_p (24e + 120fZ + 360gZ^2)$

$P = 125.44 * Z + 17.63 * Z^2$

Z (m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(z)	0	180.36	219.68	117.96	-	-	-	-
					124.8	508.6	1033.44	1699.32

H=1500 KN

A=1.17e-1

B=-6.17 e-2

C=2.46 e-4

$$D=8.21 \text{ e-}5$$

$$E=0$$

$$F=-3.82 \text{ e-}6$$

$$G=2.34\text{e-}7$$

$$P=-1521.7*1000(120*fZ+360*gZ^2)$$

$$P=697.54*Z-128.18 Z^2$$

Z (m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(z)	0	882.36	739.28	- 429.24	- 2623.2	- 5842.6	- 10087.44	- 15357.72

$$H=1800\text{KN}$$

$$A=5.74 \text{ e-}2$$

$$B=-1.18 \text{ e-}3$$

$$C=2.95 \text{ e-}4$$

$$D=9.85 \text{ e-}5$$

$$E=-3.95 \text{ e-}5$$

$$F=-1.23\text{e-}6$$

$$G=5.95 \text{ e-}7$$

$$P = - E_p I_p (24e+120fZ+360gZ^2)$$

$$P=224.6-325.94Z^2$$

Z (m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(z)	0	- 854.56	- 4316.64	- 10266.24	- 19063.36	- 30348	- 44240.16	- 60739.84

$$H=2100 \text{ KN}$$

$$A=7.10\text{e-}2$$

$$B=-1.28 \text{ e-}2$$

$$C=3.45 \text{ e-}4$$

$$D=1.15 \text{ e-}4$$

$$E=0$$

$$F=-1.43 \text{ e-}6$$

$$G=6.59 \text{ e-}8$$

$$P = - E_p I_p (24e+120fZ+360gZ^2)$$

$$P = 261.12 * Z - 36.10 * Z^2$$

Z (m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(z)	0	377.84	466.88	267.12	-221.44	-998.8	-2064.96	-3419.92

$$H = 2400 \text{ KN}$$

$$A = 9.25 \text{ e-}2$$

$$B = -1.56 \text{ e-}2$$

$$C = 3.94 \text{ e-}4$$

$$D = 1.31 \text{ e-}4$$

$$E = 0$$

$$F = -1.84 \text{ e-}6$$

$$G = 9.10 \text{ e-}8$$

$$P = 1521.7 * 1000 * (24 E + 120 * fZ + 360 * gZ^2)$$

$$P = (+335.85 * Z - 49.85 Z^2)$$

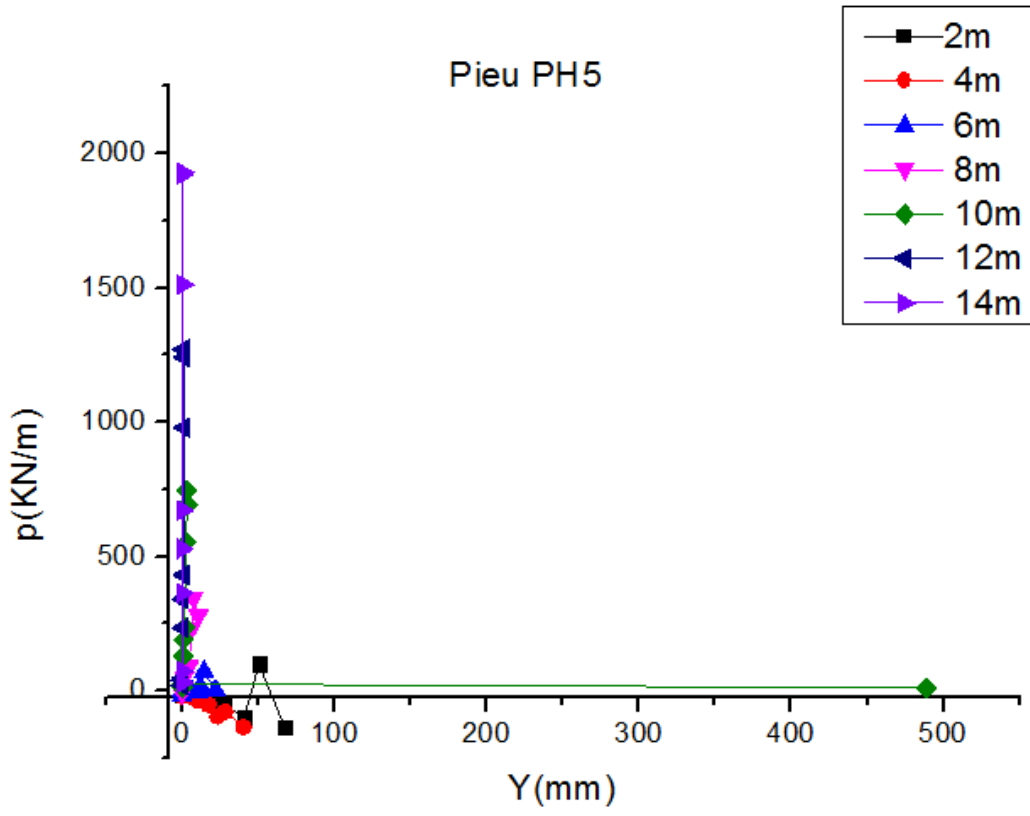
Z (m)	0	2	4	6	8	10	12	14
P(z)	0	-272.9	-545.8	-220.5	503.6	1626.5	3148.2	4872.7

Les courbes P-Y à partir de log CurveExpert

Z = 2 m		Z = 4 m		Z = 6 m		Z = 8 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
0.3746	-1.88	0.1629	-1.68	0.0489	0.6	0.0489	4.96
3.127	-5.6	1.645	-5.84	1.221	-0.72	0.374	9.76
0.006	-13.96	0.0035	-19.76	0.002	-17.4	1E-3	-6.88
12.23	-25.92	7.36	-25.84	3.76	0.24	1.433	52.32
18.58	-36.78	10.74	-36.12	5.87	1.98	2.91	77.52

Z = 10 m		Z = 12 m		Z = 14 m		Z = 16 m	
Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)	Y(mm)	P(kN/m)
489	11.4	0.0489	19.92	0.0489	30.52	489	11.4
0.1629	25.6	0.1629	46.8	0.0489	73.36	0.1629	25.6
3.7E-4	11.8	3.74E-4	38.64	0.1629	73.64	3.7E-4	11.8
0.374	130.4	0.1629	234.48	3.74E-4	364.56	0.374	130.4
0.798	190.5	0.01629	340.92	0.1629	528.78	0.798	190.5

Pieu PH5



Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire est une étude du comportement des pieux sous charge verticale et horizontale menés au site de la mosquée d'Alger. Notre objectif est d'interpréter les résultats de chargement et construire les courbes de transfert de charge latérale $p-y$, et verticale $\tau-v$ et q_p-v .

Tout d'abord, on a fait une étude bibliographique qui présente les différentes méthodes de calcul de capacité portante ainsi que le calcul du tassement et de la déflexion.

Après, on a présenté le site la mosquée d'Alger avec les différents résultats de la campagne d'investigation géotechnique et géologique basés sur des essais in situ et les essais de laboratoire, et on a expliqué le mode de réalisation des essais de chargement de pieu.

Ensuite, on a construit et interprété les courbes de chargement latéral cyclique de pour déterminer les paramètres suivants : raideur latérale, l'effort ultime, raideur de rotation et le moment ultime. Aussi on a construit des courbes de moment fléchissant en fonction de la profondeur pour chaque pieu.

Puis, on a construit les courbes de réaction latérale $p-y$ pour déterminer les paramètres de transfert de charge (E_{ti} , P_u). Puis, on a présenté et interprété les courbes de chargement vertical pour déduire la capacité portante et la raideur verticale.

Puis, on a construit les courbes de transfert de charge verticale $\tau-v$ et q_p-v en vue de déterminer les paramètres (B_0 , q_s , R_0, q_L) on a défini un nombre modulaire K_E ou K_R et coefficient de frottement latérale K_S et un coefficient de portance pressiométrique K_p .

A la fin, on a essayé de trouver une corrélation entre les paramètres de transfert de charge et les caractéristiques géotechniques pressiométrique (E_m, P_1) et de donner des recommandations à partir des résultats obtenus.

REFERENCES

- [1] Bouafia A, “ Calcul Pratique des Fondation et des Soutènements” Edition Office Des Publications Universitaires, Alger, (2005), 246p.
- [2] Cheikh I Sarr & Gora Sarr.,2007 « Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux : Application à l'échangeur de la Patte d'Oie », projet de fin d'étude de l'université cheikh anta diop de dakar.
- [3] Documents and Setting \ FREDRIC \ mes documents\Travail\Technologie\fondations profondes. Doc Version 2008.
- [4] Bouafia A, “AIDE-MÉMOIRE DE MÉCNIQUE DES SOLS” Edition Office Des Publications Universitaires.
- [5] Bouafia A, “CALCUL DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES PROBLEMES RÉSOLUS”2018.
- [6] Tharrafi A, 2011, « contribution à l'analyse du comportement des pieux isolés en petits déplacements », mémoire de magister de l'université Saad Dahleb de Blida, Blida, Algérie.
- [7] Rapport Géotechnique, agences nationales des autoroutes, 2008, « lot ouvrages d'art : REV 0 », consortium japonais pour l'autoroute algérienne, Algérie.
- [8] Bouafia A, “Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques”, éditions Pages Bleues Internationales, Algérie 2010.
- [9] Laoudj A, 2011, « Pieux sous charges horizontales-développement d'un programme de calcul et étude comparative des méthodes de calcul à la base de réaction P-y », mémoire de master de l'université Saad Dahleb de Blida, Blida, Algérie.
- [10] [101] Langer, Moseley and Thompson (ed)(1984) “Laterally loaded deep foundations”, Publication (STP-835), ASTM , Philadelphia.
- [11] Rapport final investigation géotechnique annexe cour annexe minaret .
- [12] Présentation du projet Djamaa EL Djazair .
- [13] Profils géotechniques –Mosquée d'Alger .
- [14] Relevé topographique des essai PMT
- [15] Relevé topographique des essai sondage carotté
- [16] Réalisation des pieu d'essais & rapport de calcule des essais de chargement REVA2 du 27-08-2012

[17] Rapport d'essai de chargement horizontale de PH1

[18] Rapport d'essai de chargement verticale de PV2

[19] Bouafia, A. "Les Essais in-Situ dans les Projets de Fondations", Edition Office Des Publications Universitaires, Alger, (2006), 307 p.