

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة-1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

Thème

COMPORTEMENT DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGE AXIALE –
EVALUATION DES CRITERES DE CAPACITE PORTANTE ET DES
METHODES BASEES SUR LE SPT

Présenté par :

M^r. MIAD Merouane

M^r. MAHIOUS Khaled

Devant les membres de jury :

D^r. GRINE Khaled	U. Saad Dahleb-Blida	President
D^r. SAIL Yassine	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
P^r. BOUAFIA Ali	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Décembre 2021

ملخص

تقدم هذه الأطروحة تحليلاً لقاعدة بيانات اختبارات إجهاد العمودي للخوازيق المعزولة في عدة أنواع من التربة (الرمل، الطين، الصلصال، ومتعدد الطبقات). في الجزء الأول قدمنا دراسة ببيوغرافية لطرق حساب قدرة التحمل. في الجزء الثاني، تم تقديم دراسة وصفية لقاعدة بيانات اختبار إجهاد الخوازيق. الجزء الثالث مخصص لتعديل وتفسير منحنيات الإجهاد من أجل تقييم قدرة التحمل من خلال تطبيق معايير قدرة التحمل التجريبية أو النظرية المتاحة في الأدبيات الجيوتقنية. في الجزء الرابع، قدمنا دراسة مقارنة لمعايير القدرة على التحمل. من خلال تحديد المقاييس الإحصائية، تم إجراء تصنيف عام للحصول على معيار "الأفضل".

في الجزء الخامس، تم تقييم قدرة تحمل الخوازيق المعزولة بطرق تعتمد على اختبار الإختراق القياسي. بعد دراسة مقارنة للطرق، تم تجميع الطرق معاً حسب تصنيف عام وفقاً لمقاييسها الإحصائية (تكرار التطبيق، الدقة، الضبط، الأمن) للتوصية بأفضل طريقة بناءً على هذا الاختبار.

الكلمات الرئيسية: الخوازيق المعزولة، قاعدة بيانات، اختبارات إجهاد العمودي، قدرة التحمل.

RESUME

Cette thèse présente une analyse d'une base de données des essais de chargement vertical des pieux isolés dans plusieurs types de sol (sable, argile, marne, et multicouche). En première partie, on a présenté une étude bibliographique des méthodes de calcul de la capacité portante. En seconde partie, on a exposé une étude descriptive de la base de données des essais de chargement de pieux. La troisième partie est consacrée à l'ajustement et l'interprétation des courbes de chargement afin d'estimer la capacité portante en appliquant les critères empiriques ou théoriques de capacité portante disponibles en littérature géotechnique. En quatrième partie, on a présenté une étude comparative des critères de capacité portante. À travers de la détermination des paramètres statistiques, on a fait un classement général pour obtenir le "meilleur" critère. Dans la cinquième partie on a estimé la capacité portante d'un pieu isolé par des méthodes basées sur l'essai Pénétration standard (SPT). Après une étude comparative des méthodes, on a regroupé les méthodes par un classement général selon leurs paramètres statistiques (la fréquence d'application, la précision, l'exactitude, la sécurité) pour recommander la "meilleure" méthode basés sur cet essai.

Mots clés : Pieu isolé, Base de données, Essai de chargement vertical, Capacité portante.

ABSTRACT

This thesis presents an analysis of a database of vertical loading tests of isolated piles in several types of soil (sand, clay, marl, and multilayer). In the first part, we presented a bibliographical study of the methods of calculating the bearing capacity. In the second part, a descriptive study of the pile loading test database was presented. The third part is devoted to the adjustment and interpretation of the loading curves in order to estimate the bearing capacity by applying the empirical or theoretical bearing capacity criteria available in geotechnical literature. In the fourth part, we presented a comparative study of the load-bearing capacity criteria. Through the determination of the statistical parameters, a general classification was made to obtain the "best" criterion. In the fifth part, the bearing capacity of a single pile was estimated by methods based on the Standard Penetration Test (SPT). After a comparative study of the methods, the methods were grouped together by a general classification according to their statistical parameters (frequency of application, precision, accuracy, safety) to recommend the "best" method based on this essay.

Keywords : Single pile, Database, Vertical loading test, Bearing capacity.

REMERCIEMENTS

*On remercie dieu le tout-puissant de nous avoir donné la santé et la volonté
d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Notre remerciement s'adresse à Mr. Ali Bouafia pour son encadrement, son
orientation, et pour le temps qu'il a consacré à nous apporter les outils
méthodologiques indispensables à la conduite de cette mémoire.*

*Nos vifs remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté de juger, et
d'évaluer ce travail.*

*Enfin, nous remercions tous les enseignants de l'université de Saad Dahleb Blida
sans exception, qui nous ont suivis pendant cinq ans.*

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère mère, ma moitié, mon amour, et mon soutien tout au long de mes études, si je connaissais suffisamment les mots, je pourrais t'écrire le plus long remerciement.

A mon père, Miad Elhadj, décédé, qui m'a doté d'une éducation digne, et qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. J'espère que le monde qui est le sien maintenant appréciera cet humble geste en signe de gratitude d'un fils vers le père.

Qu'Allah fasse miséricorde à ton âme.

A mes chers frères, Ali, Nouredine et Mohamed, pour leur appui et pour leur encouragement permanent.

A mon binôme Mahious Khaled et sa famille.

A mon chère amie, Zohir.

A tous ceux que j'aime.

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE..... 01

Chapitre 1 : Etude bibliographique

1.1 Introduction.....	03
1.2 Classification des fondations en génie civil.....	03
1.3 Définition des pieux.....	04
1.3.1 Classification selon le matériau constitutif du pieu.....	05
1.3.2 Classification selon le mode d'installation dans le sol	05
1.4 Capacité portante d'un pieu isolé.....	06
1.4.1 La charge critique q_c	06
1.4.2 Méthodes de calcul de la capacité portante.....	07
1.4.2.1 Calcul empirique à partir des essais in-situ.....	07
1.4.2.2 Théorie classique des corps rigides-plastiques.....	24
1.4.2.3 Essai de chargement statique.....	25
1.5 Conclusion.....	27

Chapitre 2 : Description des essais de chargement de pieux

2.1 Introduction.....	28
2.2 Présentation de la base de données	28
2.3 Description des essais de chargement dans le sable.....	30

2.4 Description des essais de chargement dans l'argile.....	32
2.5 Description des essais de chargement dans la marne	33
2.6 Description des essais de chargement dans le sol multicouche	34
2.7 Conclusion	36

Chapitre 3 : Interprétation des résultats d'essais de chargement

3.1 Introduction.....	37
3.2 Présentation des critères de la capacité portante	37
3.2.1 Critère de Chin (ou critère hyperbolique)	37
3.2.2 Critère de Bulter et Hoy (1977) (ou critère de la tangente)	38
3.2.3 Critère de Hansen 1963 (ou critère de 80%)	39
3.2.4 Critère de Davisson (1972) (ou critère de la valeur limite)	39
3.2.5 Critère conventionnel (10% de B)	40
3.2.6 Critère de Décourt (ou critère de la raideur sécante)	41
3.2.7 Critère de De Beer 1968 (ou critère logarithmique)	41
3.2.8 Critère de Van der Veen 1956 (ou critère exponentiel).....	42
3.2.9 Critères de Fuller et Hoy (1950)	43
3.2.10 Critère de FDOT (1994)	44
3.2.11 Critère PARECT	45
3.3 Interprétation des courbes de chargement dans le sable	46
3.4 Interprétation des courbes de chargement dans l'argile.....	52
3.5 Interprétation des courbes de chargement dans la marne	56
3.6 Interprétation des courbes de chargement dans le sol multicouche	56
3.7 Conclusion.....	64

Chapitre 4 : Etude comparative et classement des critères de capacité portante

4.1 Introduction.....	65
4.2 Étude Comparative et Classement des critères dans le sable	65
4.2.1 Résultats de la fréquence d'application des critères	65
4.2.2 Étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante.....	65
4.2.3 Étude statistique du rapport de capacité portante.....	66
4.2.4 Présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère	68

4.2.5 Classement général des critères de capacité portante	71
4.2.5.1 Classement des critères selon la fréquence d'application	71
4.2.5.2 Classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)	72
4.2.5.3 Classement des critères selon l'écart type σ (précision)	73
4.2.5.4 Classement des critères selon la sous-estimation (sécurité).....	74
4.2.5.5 Classement général des critères de capacité portante.....	75
4.3 Étude comparative et classement des critères dans l'argile.....	76
4.3.1 Résultats de la fréquence d'application des critères	76
4.3.2 Étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante.....	76
4.3.3 Étude statistique du rapport de capacité portante	77
4.3.4 Présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère	78
4.3.5 Classement général des critères de capacité portante	79
4.3.5.1 Classement des critères selon la fréquence d'application	79
4.3.5.2 Classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)	80
4.3.5.3 Classement des critères selon l'écart-type (précision)	81
4.3.5.4 Classement des critères selon sous-estimation (sécurité)	82
4.3.5.5 Classement générale des critères de capacité portante	82
4.4 Étude comparative et classement des critères dans la marne	83
4.4.1 Résultats de la fréquence d'application des critères	83
4.4.2 Étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante	84
4.4.3 Étude statistique du rapport de capacité portante	85
4.4.4 Présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère	86
4.4.5 Classement général des critères de capacité portante	87
4.4.5.1 Classement des critères selon la fréquence d'application	87
4.4.5.2 Classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)	88
4.4.5.3 Classement des critères selon l'écart-type (précision)	88
4.4.5.4 Classement des critères selon sous-estimation (sécurité)	89
4.4.5.5 Classement générale des critères de capacité portante	90
4.5 Étude comparative et classement des critères dans un sol multicouche	91
4.5.1 Résultats de la fréquence d'application des critères	91
4.5.2 Étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante	91
4.5.3 Étude statistique du rapport de capacité portante	92
4.5.4 Présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère	94

4.5.5 Classement général des critères de capacité portante	96
4.5.5.1 Classement des critères selon la fréquence d'application	96
4.5.5.2 Classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)	96
4.5.5.3 Classement des critères selon l'écart-type (précision)	97
4.5.5.4 Classement des critères selon la sous-estimation (sécurité)	98
4.5.5.5 Classement générale des critères de capacité portante	99
4.6 Conclusion.....	100

Chapitre 5 : Calcul de la capacité portante sur la base de l'essai SPT et classement des méthodes

5.1 Introduction	101
5.2 Présentation des résultats des méthodes de la capacité portante	101
5.3 Étude comparatives des différentes méthodes	111
5.3.1 Résultats de la fréquence d'application des méthodes	111
5.3.2 Etude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante	111
5.3.3 Étude statistique du rapport de capacité portante	112
5.3.4 Présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère	113
5.3.5 Classement générale des méthodes de capacité portante.....	114
5.3.5.1 Classement des méthodes selon la fréquence d'application.....	114
5.3.5.2 Classement des méthodes selon la moyenne μ (l'exactitude)	115
5.3.5.3 Classement des méthodes selon l'écart-type (précision)	115
5.3.5.4 Classement des méthodes selon la sous-estimation (sécurité).....	116
5.3.5.5 Classement générale des méthodes de capacité portante.....	116
5.4 Conclusion.....	117

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	118
---	------------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Diagramme de classification des fondations courantes en génie civil.....	04
Figure 1.2 : Exemple de fondation sur pieux supportant un bâtiment.....	05
Figure 1.3 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale.....	06
Figure 1.4 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.....	09
Figure 1.5 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_1^*	11
Figure 1.6 : Exemple de mécanisme de rupture selon les théories classiques.....	25
Figure 1.7 : Schéma de principe d'essai de chargement verticale du pieu.....	26
Figure 1.8 : Interprétation de l'essai de chargement d'un pieu.....	26
Figure 2.1 : Carte d'implantation des sites d'essais de chargement vertical des pieux isolés (E.A.U).	29
Figure 2.2 : Carte d'implantation des sites d'essais de chargement vertical des pieux isolés (D'autre pays).	29
Figure 2.3 : Distribution en histogramme des essais de chargement selon la nature de sol...	30
Figure 2.4 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai In-situ (sable).....	30
Figure 2.5 : Distribution en pourcentage selon le mode de mise en place du pieu (sable)....	31
Figure 2.6 : Distribution en pourcentage selon le matériau du pieu (sable).....	31
Figure 2.7 : Distribution en pourcentage selon le diamètre du pieu (sable).....	31
Figure 2.8 : Distribution en pourcentage selon la fiche du pieu (sable).....	31
Figure 2.9 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai In-situ (argile).....	32
Figure 2.10 : Distribution en pourcentage selon le matériau du pieu (argile).....	32
Figure 2.11 : Distribution en pourcentage selon le mode de mise en place du pieu (argile)..	32
Figure 2.12 : Distribution en pourcentage selon le diamètre du pieu (argile).....	33
Figure 2.13 : Distribution en pourcentage selon la fiche du pieu (argile).....	33
Figure 2.14 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai In-situ (marne).....	33
Figure 2.15 : Distribution en pourcentage Selon le matériau du pieu (marne).....	34
Figure 2.16 : Distribution en pourcentage selon le mode de mise en place du pieu (marne).	34
Figure 2.17 : Distribution en pourcentage selon le diamètre du pieu (marne).....	34

Figure 2.18 : Distribution en pourcentage selon la fiche du pieu (marne).....	34
Figure 2.19 : Distribution en pourcentage selon le type de l’essai In-situ (sol multicouche).	35
Figure 2.20 : Distribution en pourcentage selon le matériau du pieu (sol multicouche).....	35
Figure 2.21 : Distribution en pourcentage selon le mode de mise en place du pieu (sol multicouche).	35
Figure 2.22 : Distribution en pourcentage selon la fiche du pieu (sol multicouche).....	36
Figure 2.23 : Distribution en pourcentage selon le diamètre du pieu (sol multicouche).....	36
Figure 3.1 : Interprétation selon le critère de Chin.....	38
Figure 3.2 : Interprétation selon le critère de Bulter et Hoy.....	38
Figure 3.3 : Interprétation selon le critère de Hansen.....	39
Figure 3.4 : Interprétation selon le critère de Davisson.....	40
Figure 3.5 : Interprétation selon le critère de Décourt.....	41
Figure 3.6 : Interprétation selon le critère de De Beer.....	42
Figure 3.7 : Interprétation selon le critère de Van der Veen.....	43
Figure 3.8 : Interprétation selon le critère de Fuller et Hoy.....	44
Figure 3.9 : Interprétation selon le critère de FDOT.....	45
Figure 3.10 : Interprétation selon le critère de PARECT.....	46
Figure 3.11 : Courbe charge-tassement (sable).....	49
Figure 3.12 : Critère de Bulter et Hoy (sable).....	49
Figure 3.13 : Critère de Davisson (sable).....	49
Figure 3.14 : Critère de Hansen (sable).....	50
Figure 3.15 : Critère de 10% de B (sable).....	50
Figure 3.16 : Critère de Fuller et Hoy (sable).....	50
Figure 3.17 : Critère de Décourt (sable).....	50
Figure 3.18 : Critère de De Beer (sable).....	51
Figure 3.19 : Critère de FDOT (sable).....	51
Figure 3.20 : Courbe charge-tassement (argile).....	53
Figure 3.21 : Critère de Hansen (argile).....	53
Figure 3.22 : Critère de 10% de B (argile).....	53
Figure 3.23 : Critère de Davisson (argile).....	54

Figure 3.24 : Critère de Décourt (argile).....	54
Figure 3.25 : Critère de De Beer (argile).....	54
Figure 3.26 : Critère de FDOT (argile).....	54
Figure 3.27 : Courbe charge-tassement (marne).....	57
Figure 3.28 : Critère de Bulter et Hoy (marne).....	57
Figure 3.29 : Critère de Hansen (marne).....	57
Figure 3.30 : Critère de Davisson (marne).....	58
Figure 3.31 : Critère de Décourt (marne).....	58
Figure 3.32 : Critère de Fuller et Hoy (marne).....	58
Figure 3.33 : Critère de De Beer (marne).....	58
Figure 3.34 : Critère de Van der Veen (marne).....	59
Figure 3.35 : Critère de FDOT (marne).....	59
Figure 3.36 : Courbe de charge-tassement (sol multicouche).....	62
Figure 3.37 : Critère de Hansen (sol multicouche).....	62
Figure 3.38 : Critère de Bulter et Hoy (sol multicouche).....	62
Figure 3.39 : Critère de Davisson (sol multicouche).....	63
Figure 3.40 : Critère de Fuller-Hoy (sol multicouche).....	63
Figure 3.41 : Critère de Décourt (sol multicouche).....	63
Figure 3.42 : Critère de De Beer (sol multicouche).....	63
Figure 3.43 : Critère de Van der Veen (sol multicouche).....	64
Figure 3.44 : Critère de FDOT (sol multicouche).....	64
Figure 4.1 : Schéma représentatif par la fonction de probabilité de gauss.....	68
Figure 4.2 : Critère de Davisson (sable).....	70
Figure 4.3 : Critère de Hansen (sable).....	70
Figure 4.4 : Critère de PARECT (sable).....	70
Figure 4.5 : Critère de Fuller et Hoy (sable).....	70
Figure 4.6 : Critère de Bulter et Hoy (sable).....	71
Figure 4.7 : Critère de Chin (sable).....	71
Figure 4.8 : Critère de 10% de B (sable).....	71
Figure 4.9 : Critère de De Beer (sable).....	71

Figure 4.10 : Critère de PARECT (sol multicouche).....	95
Figure 4.11 : Critère de Décourt (sol multicouche).....	95
Figure 4.12 : Critère de Chin (sol multicouche).....	95
Figure 4.13 : Critère de Van der Veen (sol multicouche).....	95
Figure 5.1 : Critère de Lopes.....	114
Figure 5.2 : Critère de Décourt.....	114

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Classification des pieux selon leurs modes d'installation.....	06
Tableau 1.2 : Définition des catégories conventionnelles de sols en fonction de la valeur de la pression limite selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V	08
Tableau 1.3 : Les valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p	10
Tableau 1.4 : Courbes de frottement latéral limite q_s	12
Tableau 1.5 : Définition des catégories conventionnelles de sols la valeur de la résistance en pointe selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V	13
Tableau 1.6 : Les valeurs du facteur de portance pénétrométrique K_c	14
Tableau 1.7 : Les valeurs de q_s selon le fascicule 62 (q_s et q_s^{max} en kPa).....	15
Tableau 1.8 : Valeur de K_s en MPa selon Aoki et Velloso (1975).....	16
Tableau 1.9 : Catégories de pieux selon Bazaraa et Kurkur (1986).....	17
Tableau 1.10 : Valeurs du facteur K_s en MPa selon Bazaraa et Kurkur.....	18
Tableau 1.11 : Valeurs de K_s selon Décourt et Quaresma (1982).....	18
Tableau 1.12 : Valeur de K_s en MPa selon Lopes et Laprovitera (1988).....	19
Tableau 1.13 : Valeurs de K_s selon Meyerhof (1976).....	19
Tableau 1.14 : Valeur de q_s/N en kPa selon Aoki et Velloso.....	20
Tableau 1.15 : Valeurs du facteur n_s en kPa selon Bazaraa et Kurkur.....	21
Tableau 1.16 : Valeur de n_s en kPa selon Lopes et Laprovitera (1988).....	22
Tableau 1.17 : Valeur de q_s/N en kPa selon Shioi et Al.....	23
Tableau 3.1 : Résultats de capacité portante verticale en kN (sable).....	47
Tableau 3.2 : L'essai de chargement statique vertical (sable).....	48
Tableau 3.3 : L'essai de chargement statique vertical (argile).....	52
Tableau 3.4 : Résultats de capacité portante verticale en kN (argile).....	55
Tableau 3.5 : L'essai de chargement statique vertical (marne).....	56
Tableau 3.6 : Résultats de capacité portante verticale en kN (marne).....	59
Tableau 3.7 : Résultats de capacité portante verticale en kN (sol multicouche).....	61
Tableau 3.8 : L'essai de chargement statique vertical (sol multicouche).....	62

Tableau 4.1 : Résultats de la fréquence des critères (sable).....	65
Tableau 4.2 : Répartition des valeurs de λ (sable).....	66
Tableau 4.3 : Les résultats de l'étude statistique de λ (sable).....	67
Tableau 4.4 : Résultats des paramètres statistiques (sable).....	69
Tableau 4.5 : Classement des critères selon la fréquence d'application (sable).....	72
Tableau 4.6 : Classement des critères selon la moyenne μ (sable).....	72
Tableau 4.7 : Classement des critères selon l'écart type (sable).....	73
Tableau 4.8 : Classement selon les cas sous-estimé $\lambda < 1$ (sable).....	74
Tableau 4.9 : Classement général des critères (sable).....	75
Tableau 4.10 : Résultats de la fréquence des critères (argile).....	76
Tableau 4.11 : Répartition des valeurs de λ (argile).....	76
Tableau 4.12 : Les résultats de l'étude statistique de λ (argile).....	77
Tableau 4.13 : Résultats des paramètres statistiques (argile).....	78
Tableau 4.14 : Classement des critères selon la fréquence d'application (argile)...	79
Tableau 4.15 : Classement des critères selon la moyenne μ (argile).....	80
Tableau 4.16 : Classement des critères selon l'écart type (argile).....	81
Tableau 4.17 : Classement selon les cas sous-estimé $\lambda < 1$ (argile).....	82
Tableau 4.18 : Classement général des critères (argile).....	83
Tableau 4.19 : Résultats de la fréquence des critères (marne).....	83
Tableau 4.20 : Répartition des valeurs de λ (marne).....	84
Tableau 4.21 : Les résultats de l'étude statistique de λ (marne).....	85
Tableau 4.22 : Résultats des paramètres statistiques (marne).....	86
Tableau 4.23 : Classement des critères selon la fréquence d'application (marne)..	87
Tableau 4.24 : Classement des critères selon la moyenne μ (marne).....	88
Tableau 4.25 : Classement des critères selon l'écart type (marne).....	89
Tableau 4.26 : Classement selon les cas sous-estimé $\lambda < 1$ (marne).....	89
Tableau 4.27 : Classement général des critères (marne).....	90
Tableau 4.28 : Résultats de la fréquence des critères (sol multicouche).....	91
Tableau 4.29 : Répartition des valeurs de λ (sol multicouche).....	92
Tableau 4.30 : Les résultats de l'étude statistique de λ (sol multicouche).....	93
Tableau 4.31 : Résultats des paramètres statistiques (sol multicouche).....	94
Tableau 4.32 : Classement des critères selon la fréquence d'application (sol multicouche)	96

Tableau 4.33 : Classement des critères selon la moyenne μ (sol multicouche).....	97
Tableau 4.34 : Classement des critères selon l'écart type (sol multicouche).....	97
Tableau 4.35 : Classement selon les cas sous-estimé $\lambda < 1$ (sol multicouche).....	98
Tableau 4.36 : Classement général des critères (sol multicouche).....	99
Tableau 5.1 : Résultats de capacité portante verticale en kN.....	101
Tableau 5.2 : Les valeurs de $Ql_{moyenne}$ et COV (%).....	102
Tableau 5.3 : Les valeurs de $\lambda_{moyenne}$ et COV (%).....	107
Tableau 5.4 : Résultats de la fréquence des méthodes.....	111
Tableau 5.5 : Répartition des valeurs de λ	111
Tableau 5.6 : Les résultats de l'étude statistique de λ	112
Tableau 5.7 : Résultats des paramètres statistiques.....	113
Tableau 5.8 : Classement des méthodes selon la fréquence.....	114
Tableau 5.9 : Classement selon la moyenne μ	115
Tableau 5.10 : Classement des méthodes selon l'écart-type.....	115
Tableau 5.11 : Classement selon les cas sous-estimés.....	116
Tableau 5.12 : Classement général des méthodes.....	117

LISTE DES SYMBOLES

- Q_L : La capacité portante vertical de pieu.
- Q_p : La résistance en pointe.
- Q_s : La résistance de frottement axial.
- Q_c : La charge de critique (ou de fluage).
- S : Surface de pieu.
- P : Périmètre de pieu.
- PMT : Essai pressiométrique.
- CPT : Essai de pénétromètre statique.
- SPT : Essai pénétration standard.
- A_p : Section de la pointe.
- D : Fiche de pieu.
- D_e : Fiche de pieu équivalente.
- B : Diamètre de pieu.
- h : Ancrage de la couche résistante
- K_p : Facteur de portance pressiométrique.
- K_c : Facteur de portance pénétrométrique.
- P_1 : Pression limite mesuré
- P_{le}^* : Pression limite équivalente nette.
- P_1^* : La pression limite nette.
- q_s : Le frottement latéral limite.
- q_{ce} : La résistance pénétrométrique équivalente.
- q_{cc} : La résistance de pointe corrigée.
- q_{em} : Résistance de pointe moyenne.
- β, q_s^{\max} : Dépend de du type de pieu et de la nature du sol.
- K_s : Le facteur de portance et à la dimension d'une contrainte.
- N_b : La valeur représentative du nombre N dans la zone mobilisée par la résistance en pointe.
- n_s : Le facteur de frottement latéral et à la dimension d'une contrainte.
- N_s : La moyenne arithmétique des valeurs de N le long du pieu.
- N_{spt}^e : Nombre de coups représentatifs au niveau de la pointe.

A_b : L'aire de la section de la pointe.

σ_v' : Contrainte effective.

α et β : Paramètres de la rugosité du pieu.

C : La cohésion.

ϕ : Le frottement.

Q : La charge appliquée.

V_0 : Tassement en tête de pieux.

b : Pente de la ligne droite.

E_p : Module de Young (ou le module élastique).

L : Longueur de pieu.

k_v : Raideur sécante du pieu (force/tassement).

k_{v0} : Raideur verticale initiale du pieu.

V_{0R} : Tassement résiduel (rupture).

ΔL : Le déplacement élastique du pieu

Q_l^{moyenne} : La moyenne arithmétique de capacité portante pour un pieu donné.

COV : Coefficient de variation.

R : Coefficient de corrélation.

λ : Rapport de capacité portante.

λ^{moyenne} : La moyenne arithmétique de rapport de capacité portante pour un pieu donné.

μ : La moyenne.

σ : L'écart-type.

R : Coefficient de régression.

INTRODUCTION GENERALE

Ce projet de fin d'étude a deux objectifs. Le premier objectif est de mener une analyse d'une base de données d'environ 100 essais de chargement vertical de fondations sur pieux, réalisés dans le cadre d'un projet de recherche ou d'un projet de réalisation d'un ouvrage, Il s'agit de prévoir la capacité portante des pieux isolés, à partir d'un essai de chargement de pieu, sur la base des critères empiriques ou théoriques recommandés dans la littérature géotechnique, et ce dans différents types de sol (sable, argile, marne, et multicouche), en vue de les comparer et conclure sur leur applicabilité et leur fiabilité, et enfin de recommander un critère de capacité portante pour les ingénieurs.

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante à partir de l'essai SPT, recommandées dans les règlements de géotechnique ou dans la littérature, qui sont toutes d'origine empirique, et qui donnent des fois des prévisions contradictoires, ce qui laisse l'ingénieur perplexe sur l'utilisation de telle ou telle méthode, et se poser la question sur quelle méthode à utiliser. De ce fait, un autre objectif de ce travail est d'appliquer les méthodes basées sur l'essai SPT aux pieux d'essai appartenant à la base de données, en vue d'estimer la capacité portante d'un pieu isolé dans le sol sableux. On procède ensuite à les comparer, les classer, et enfin de recommander la "meilleure" méthode de calcul à partir de l'essai SPT.

Pour atteindre ces objectifs, nous avons structuré la thèse en cinq chapitres. Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique, où on va exposer les différentes méthodes de calcul ainsi que les critères de la capacité portante d'un pieu isolé. Dans le deuxième chapitre, nous allons nous intéresser à une étude descriptive de la base de données des essais de chargement des pieux isolés. Le troisième chapitre consiste à interpréter les courbes de chargement des essais de chargement vertical des pieux isolés, en appliquant les différents critères proposés dans la littérature géotechnique pour estimer la capacité portante verticale. Le quatrième chapitre est une étude comparative et classement général des critères de capacité portante, en combinant les classements selon l'exactitude, la précision, la sécurité (sous-estimation), et la fréquence d'application de ces critères dans différents types de sol, on procède par la suite au classement général des différents critères et recommander le "meilleur" critère. Le cinquième chapitre et le dernier consiste à calculer la capacité portante des pieux isolés sur la base de l'essai SPT, et faire une étude comparative et statistique pour

obtenir le classement général des méthodes de capacité portante en combinant les classements selon l'exactitude, la précision, la sécurité (sous-estimation), et la fréquence d'application. On procède par la suite au classement général des méthodes et recommander la "meilleure" méthode.

Chapitre 1

Etude bibliographique

1.1 introduction

Ce chapitre présente une étude bibliographique sur le comportement axial des pieux isolés sous un chargement vertical. Tout d'abord, on commence par classier les fondations, ainsi classifiés les pieux selon leurs matériaux, et leurs modes d'installations, ensuite on s'intéresse aux méthodes principales d'évaluation de la capacité portante en commençant par des méthodes empiriques issues des résultats des essais in situ (PMT, CPT, SPT), et à la théorie classique des corps rigide plastiques. On présente aussi l'évaluation directe du comportement d'un pieu isolé basé sur l'interprétation des essais de chargement statique de pieu.

1.2 classification des fondations en génie civil

Une fondation est un élément intermédiaire entre la structure et le sol, assurant une fonction importante : la transmission des charges de la structure au sol. Il est nécessaire que le sol supporte la charge transmise (condition de capacité portante du sol), et qu'en plus la structure manifeste des déplacements qui ne perturbent pas son fonctionnement normal (condition de service de la structure).

Comme le montre la figure 1.1, les fondations courantes utilisées dans les projets de génie civil sont subdivisées en 5 catégories de techniques, comme suit :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radier).
- Fondations semi-profondes (puits).
- Fondations profondes (pieux).
- Fondations spéciales (fondations sur sol amélioré).
- Fondations mixtes (combinaison pieux et radier).

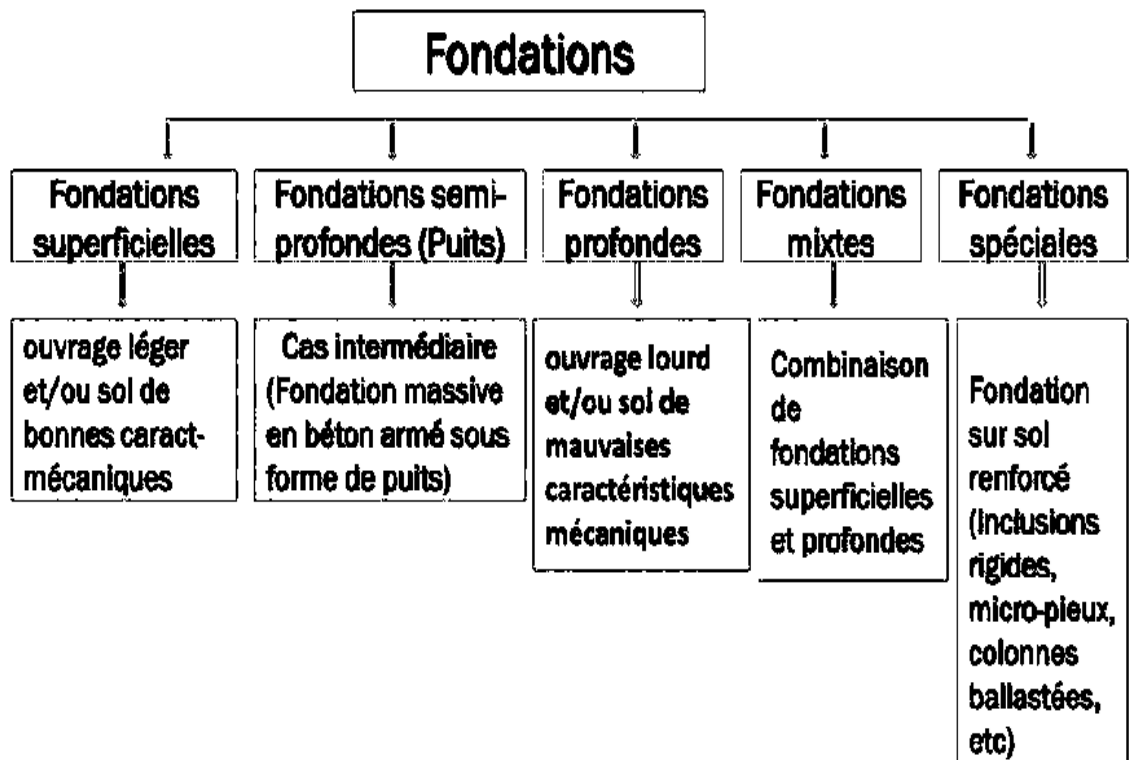


Figure 1.1 : Diagramme de classification des fondations courantes en génie civil [1]

Si l'ouvrage est lourd, et le sol est de mauvaises caractéristiques mécaniques (c , ϕ), dans ce cas on ne peut pas utiliser les fondations superficielles, donc les ingénieurs optent pour des fondations sur pieux qui permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes suffisamment résistantes.

1.3 définition des pieux

Les pieux sont des colonnes élancées (en béton armé, en acier ou en bois) traversant le sol sur une grande profondeur, ayant une fonction de transmettre les charges d'un ouvrage au sol en profondeur. La figure 1.2 est un exemple de bâtiment de plusieurs niveaux fondes sur un groupe de pieux, traversant un sol bi couche composé d'une couche de sable surmontant une couche d'argile.

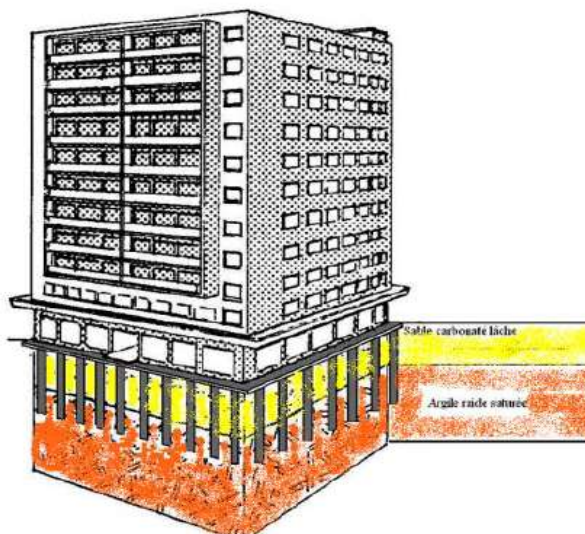


Figure 1.2 : Exemple de fondation sur pieux supportant un bâtiment [1]

1.3.1 classification selon le matériau constitutif du pieu

Le matériau de construction du pieu est couramment : le bois, le métal, le béton armé coulé sur place, le béton armé préfabriqué, le béton armé précontrainte, ou le matériau composite.

Les pieux en bois ont usuellement traités en surface par un matériau préservatif (anti-usure) tel que le Creosote afin de les protéger de l'usure dans le temps. Pour de tels pieux exposés à des cycles de sécheresse/humification, se pose le problème de décomposition qui se manifeste dans le temps et entraîne une dégradation des propriétés du matériau bois. Lors de l'installation de tels pieux par battage, se des fois le problème de rupture du pieu, d'où la nécessité d'équilibrer la tête et le pied du pieu par casques en acier.

Les pieux peuvent être réalisés en métal (ou l'acier), mais ce dernier est relativement coûteux. Pour un tel matériau de construction du pieu, se pose le problème de corrosion, ce qui nécessite de traiter la surface du pieu souvent par peinture par un film de bitume dont l'épaisseur est calculée pour le protéger durant toute sa durée de vie contre l'agression chimique causant la corrosion [1].

1.3.2 classification selon le mode d'installation dans le sol

On distingue généralement deux modes d'installation, par refoulement du sol ou non refoulement du sol, comme le montre le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Classification des pieux selon leurs modes d'installation [1]

Mode d'installation d'un pieu dans le sol	
Par refoulement du sol	Sans refoulement du sol
Battage	Forage simple
Fonçage (vibrofonçage)	Forage à la boue
Vissage	Forage avec tubage
....	Forage à la tarière creuse

1.4 capacité portante d'un pieu isole

La charge verticale limite Q_l (ou capacité portante verticale) 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, comme le schématise la figure 1.3.

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

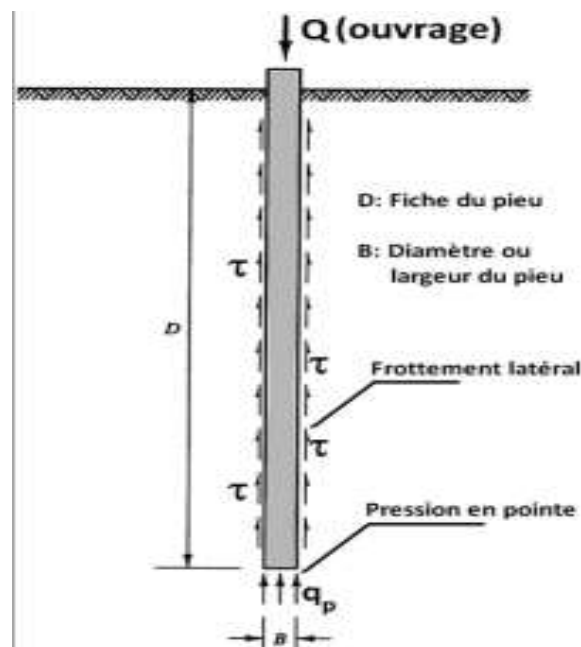


Figure 1.3 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale

1.4.1 la charge critique q_c

La charge critique Q_c (ou de fluage) correspond au seuil d'instabilité du tassement du pieu c'est-à-dire une augmentation brusque de la vitesse du tassement.

Elle correspond approximativement à la limite de la variation linéaire de la charge appliquée en fonction du tassement du pieu [5]. L'interprétation d'un essai de chargement vertical permet d'obtenir expérimentalement la charge critique Q_c . En cas d'indisponibilité de cet essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par LCPC [2] :

- Pieu ne refoulant pas le sol : $Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$
- Pieu refoulant le sol : $Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_s$

1.4.2 méthodes de calcul de la capacité portante

On expose les méthodes de détermination de la capacité portante qui peuvent être regroupées comme suit :

- Calcul pratique à partir des essais in situ.
- Théorie classique des corps rigides plastiques.
- Calcul basé sur l'interprétation des essais de chargement statique de pieu.

1.4.2.1 calcul empirique à partir des essais in situ

Les essais in-situ occupent un espace important de la reconnaissance géotechnique ainsi la détermination des propriétés des sols dans les conditions réelles de résistance. On présentera ci-après les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur les essais in situ, à savoir le PMT, CPT, et le SPT.

1.4.2.1.1 essai pressiométrique pmt [3], [2]

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ développé par Louis Menard (1957). Cet essai consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable, les contraintes dans le sol sont uniformes. L'essai permet d'obtenir une relation entre la pression appliquée par la sonde contre les parois du forage et les déplacements horizontaux du forage ainsi une analyse du comportement du sol aussi bien en petite déformation ce qui permet l'évaluation du module de déformation EM et l'estimation de la pression limite P_l correspond à la rupture.

méthode du cctg-93, fascicule 62, titre 5

Cette méthode a été adoptée, dans ses grandes lignes, par le document réglementaire DTR-BC-2.33.2, émanant du ministre algérien de l'habitat en 1994.

Pour les dimensionnements des fondations à partir du pressiomètre Ménard, les recommandations françaises CCTG-93, Fascicule 62, titre 5, définissent les catégories conventionnelles de sol, en fonction de la pression limite mesurées par le pressiomètre Ménard, donnés par le tableau 1.2.

Tableau 1.2 : Définition des catégories conventionnelles de sols en fonction de la valeur de la pression limite selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V.

Classe de sol		Pressiomètre PI (en MPa)
Argiles, Limons	A – Argiles et limons mous	< 0.7
	B – Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0
	C – Argiles très fermes a dures	> 2.5
Sables, graves	A – Lâches	< 0.5
	B – Moyennement compacts	1.0 à 2.0
	C – Compacts	> 2.5
Graies	A – Molles	< 0.7
	B – Altérées	1.0 à 2.5
	C – Compactes	> 3.0
Marnes, Marno-calcaires	A – Tendres	1.5 à 4.0
	B – Compacts	> 4.5
Roches	A – Altérées	2.5 à 4.0
	B – Fragmentées	> 4.5

charge limite de pointe q_p

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

$$Q_p = A \cdot q_l$$

La résistance en point est tel que :

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

Avec :

K_p : facteur de portance pressiométrique

P_{le}^* : pression limite équivalente nette

pression limite nette équivalente P_{le}^*

Comme le schématise la figure 1.4, la pression limite nette équivalente P_{le}^* est une moyenne analytique valeurs de pression limite nette, mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ sous la pointe et de b au-dessus :

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

Avec a et b sont définies comme suit :

- $a = \max\left[\frac{B}{2}; 0.5\text{m}\right]$, B étant en mètres ;
- $b = \min(a; h)$, h est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée ;

En absence d'une couche résistante, h est prise égale à 0. Dans ce cas, $b=0$ et a est égal à $B/2$ pour des diamètres supérieurs à 1.0 m, et la zone utile de la résistance en point est, dans ce cas, épaisse de 1.5 fois B sous la pointe.

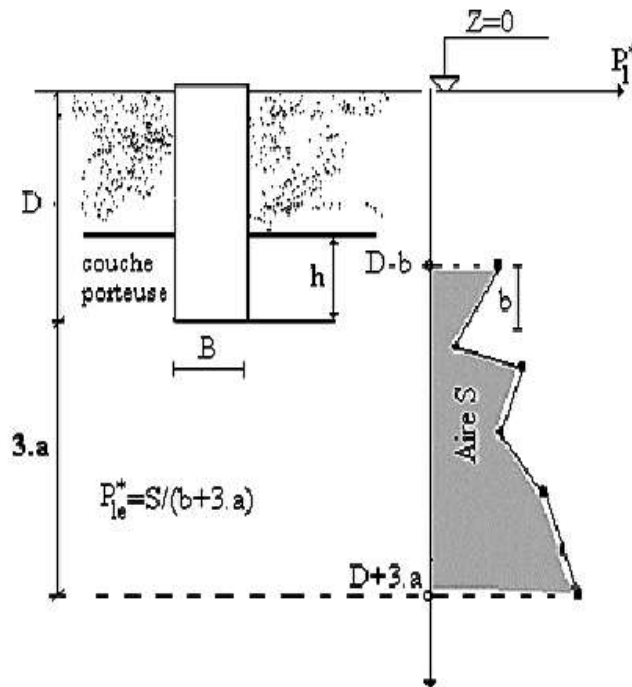


Figure 1.4 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente

fiche équivalente d_e

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation N mesures nettes P_i^* le long du pieu, en considérant un pas Δz entre deux mesures consécutives :

$$De = \frac{1}{ple^*} \sum_0^D Pl * (z) \Delta z$$

facteur de portance pressiométrique k_p

La détermination de facteur de portance pressiométrique K_p selon CCTG-93 dépend de la nature du sol et de la technique de mise en œuvre, donné par le tableau 1.3.

Tableau 1.3 : Les valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p

Nature de sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage, ...)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage, ...)
Argiles / Limons	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sables / Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Graies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

charge limite de frottement latéral q_s

L'effort limite mobilisable par le frottement axial sur la hauteur concernée du fut peut se calculer par l'expression suivante :

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

Avec :

P : le périmètre du fut du pieu

q_s : frottement latéral limite

le frottement latéral limite q_s

Le frottement latéral limite q_s suivant CCTG-93 est déterminé à partir de la Figure 1.5, et la courbe $q_s = f(P_1^*)$ est sélectionnée du tableau 1.4 [3], [2], ou calculée par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe, et en exprimant P_1 en MPa :

Courbe Q_1 à Q_4 :

$$q_s(z) = \begin{cases} 0.04n \frac{Pl(z)}{(1+0.5n)} \left[2 - \frac{Pl(z)}{(1+0.5n)} \right] & \text{Si } P_1 \leq 1+0.5n \\ 0.04n & \text{Si } P_1 > 1+0.5n \end{cases}$$

Courbe Q_5 à Q_7 :

$$Q_5 : q_s(z) = \min \left[\frac{Pl(z) - 0.2}{9}, \frac{Pl(z) + 3.3}{32} \right]$$

$$Q_5 : q_s(z) = \min \left[\frac{Pl(z) + 0.4}{10}, \frac{Pl(z) + 4}{30} \right]$$

$$Q_7 : q_s(z) = \frac{Pl(z) + 0.4}{10}$$

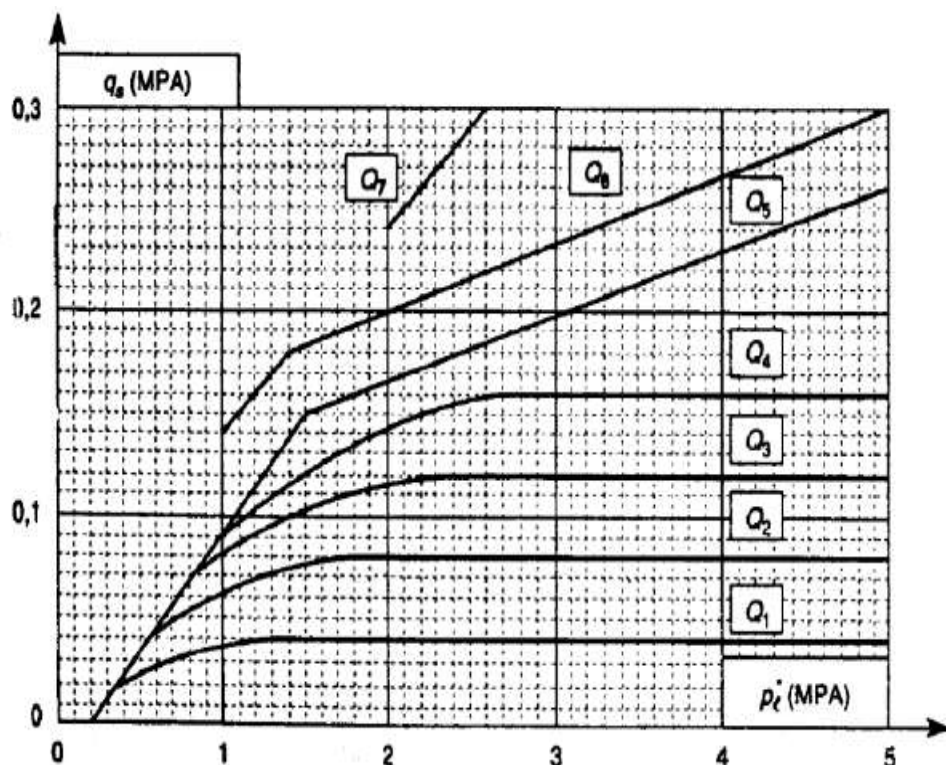


Figure 1.5 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_1^*

Le choix de la courbe à utiliser dépend la nature du sol et le type de pieux indique au tableau 1.4.

Tableau 1.4 : Courbes de frottement latéral limite q_s [2]

Type de pieu	Argiles/Limons			Sables/Graves			Graies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2	Q_2, Q_3				Q_1	Q_3	Q_4, Q_5	Q_3	Q_4, Q_5	Q_6
Foré a la boue	Q_1	Q_1, Q_2		Q_1	Q_2, Q_1	Q_3, Q_2	Q_1	Q_3	Q_4, Q_5	Q_3	Q_4, Q_5	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_2, Q_3		Q_1	Q_2, Q_1	Q_3, Q_2	Q_1	Q_2	Q_3, Q_4	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1	Q_2				Q_3	Q_3		
Puits	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3				Q_3	Q_4	Q_4	
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3						Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4		
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3	Q_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		Q_4	Q_5	Q_5	Q_6		Q_5	Q_6	Q_6		Q_7	

1.4.2.1.2 essai pénétrométrique cpt [3], [2]

L'essai au pénétromètre statique est un essai in-situ consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20-25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage, au cours de la pénétration, les mesures de la résistance au cône q_c et du frottement latéral local f_s sont effectuées et les résultats enregistrés.

méthode du cctg-93, fascicule 62, titre 5

On propose, dans cette partie, des règles de calcul des pieux isolés, à partir des résultats au pénétromètre statique selon le règlementaire CCTG-93, Fascicule 62, titre 5.

Tableau 1.5 : Définition des catégories conventionnelles de sols la valeur de la résistance en pointe selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V.

	Classe de sol	Pénétromètre qc (en MPa)
Argiles, Limons	A – Argiles et limons mous	< 3.0
	B – Argiles et limons fermes	3.0 à 6.0
	C – Argiles très fermes a dures	> 6.0
Sables, graves	A – Lâches	< 5.0
	B – Moyennement compacts	8.0 à 15.0
	C – Compacts	> 20.0
Graies	A – Molles	< 5.0
	B – Altérées	> 5.0
	C – Compactes	-
Marnes, Marno-calcaires	A – Tendres	-
	B – Compacts	-
Roches	A – Altérées	-
	B – Fragmentées	-

la charge limite en pointe q_p

Selon le fascicule 62 (1993), la charge limite en pointe est présente par l'expression suivante :

$$Q_p = A \cdot q_l$$

La résistance en point d'un pieu q_l est donnée par la formule suivante :

$$q_l = k_c \cdot q_{ce}$$

Avec :

K_c : Le facteur de portance pénétromètre

q_{ce} : La résistance pénétrométrique équivalente

la résistance pénétrométrique équivalente q_{ce}

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base du pieu définie par :

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

q_{cc} : La résistance de pointe corrigée, écrêtée à $1.3q_{cm}$ (c'est-à-dire remplacer toute valeur dépassant $1.3q_{cm}$ par $1.3q_{cm}$, soit $q_{cc}=1.3q_{cm}$).

Q_{cm} est obtenu comme suit :

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

fiche équivalente d_e

La fiche équivalente D_e , généralement inférieure à D , est la hauteur à partir de la surface de sol, le long de laquelle les résistances pénétrométriques sont représentées par une moyenne analytique égale à q_{ce} , soit :

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

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.

facteur de portance pénétrométrique k_c

Le facteur K_c de portance pénétrométrique (fascicule 62 titre V 1993) dépend de type de sol, ainsi que le mode d'installation, et est donné par le tableau 1.6.

Tableau 1.6: Les valeurs du facteur de portance pénétrométrique K_c

Type de sol	Pieu ne refoulement le sol (Forage ...)	Pieu refoulant le sol (Battage, Fonçage)
Argiles et limons	0.40	0.55
Sables et graviers	0.15	0.50
Graies A	0.20	0.30
Graies B	0.30	0.45

la résistance de frottement latéral q_s

L'effort Q_s de frottement limite est à calculer sur une hauteur du pieu excluant les sièges au frottement négatif [3], est présenté par la formule suivante :

$$Q_s = p \int q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

P : périmètre du pieu ;

q_s : le frottement latéral limite à la profondeur z .

La contrainte de frottement latéral limite q_s à la profondeur z est égal à la résistance pénétrométrique à cette profondeur, divisée par un facteur empirique β donné par le tableau 1.7 pour quelques configurations courantes dans les projets, sans toutefois dépasser une valeur maximale q_s^{max} , soit :

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

Tableau 1.7 : Les valeurs de q_s selon le fascicule 62 (q_s et q_s^{max} en KPa)

		Argiles/Limon			Sables/Graves			Graie	
		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		

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

1.4.2.1.3 essai pénétration standard spt [5]

L'essai de pénétration standard SPT est un essai in-situ consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H , et à mesurer le nombre de coups N nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 300 mm. En outre, l'essai permet d'extraire des échantillons remaniés du sol traversé.

Il existe une variété des méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé, basées sur l'essai SPT. Les formules de calcul de la capacité portante des pieux à partir de l'essai SPT sont d'origine empirique. Dans ce contexte, il recommande de ne pas se borner, dans un projet de pieux par une seule approche de calcul, mais de comparer plusieurs méthodes, avant de se prononcer sur le dimensionnement du pieu.

la résistance en pointe q_1

On suppose que la résistance en pointe est proportionnelle au nombre N représentatif de la zone mobilisée autour de la pointe :

$$q_1 = K_s \cdot N$$

méthode de aoki et veloso (1975)

Aoki et Velloso ont montré, d'après leurs études sur les pieux, que le facteur K_s dépend de la nature du sol et du mode d'installation du pieu. Les valeurs suggérées, résumées au tableau 1.8, montrent que ce facteur est plus grand dans les sols pulvérulents que dans les sols fins, et que la rugosité d'interface sol/pointe n'intervient pas dans la résistance, puisque K_s est le même pour un pieu en béton préfabriqué ou en acier. Selon les auteurs, le nombre N à introduire dans cette formule est la moyenne des trois valeurs de N les plus proches de la pointe [7].

Tableau 1.8 : Valeur de K_s en MPa selon Aoki et Velloso (1975)

Sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en acier
Sable	0.286	0.571	0.571
Sable limoneux	0.228	0.457	0.457
Sable argileux	0.171	0.343	0.343

Limon sableux	0.157	0.314	0.314
Limon	0.114	0.228	0.228
Limon argileux	0.066	0.131	0.131
Argile sableuse	0.100	0.200	0.200
Argile limoneuse	0.063	0.126	0.126
Argile	0.057	0.114	0.114

méthode de bazaraa et kurkur (1986)

Bazaraa et Kurkur ont présenté une étude originale sur l'expérience des essais de chargement des pieux en Egypte, en introduisant la notion de qualité de mise en place des pieux dans le sol. Ils distinguent plusieurs catégories de pieux, comme le montre le tableau 1.9, et le calcul est mené aussi bien dans les sols pulvérulents que les sols cohérents.

Le facteur K_s est résumé au tableau 1.10. Le nombre N à introduire dans la formule, identiquement à Van der veen, est une moyenne arithmétique des valeurs de N sur une zone s'étalant de $3.75 B$ au-dessus de la pointe, à $1B$ au-dessous, sans toutefois dépasser une valeur moyenne maximale de 50 coups [7].

Tableau 1.9 : Catégories de pieux selon Bazaraa et Kurkur (1986)

Catégorie	Description
2	Pieu battu ou pieu Bauer avec réalisation minutieuse
3	Pieu foré avec réalisation minutieuse, ou pieu Bauer avec réalisation quelque peu défectueuse
4	Pieu foré avec réalisation quelque peu défectueuse

Tableau 1.10 : Valeurs du facteur K_s en MPa selon Bazaraa et Kurkur

Catégorie du pieu	Sol pulvérulent	Sol cohérent
1 et 2	$B \leq 0.5_m : K_s = 0.200$ $B > 0.5_m : K_s = 0.2 \times B$	$K_s = 0.06$
3 et 4	$B \leq 0.5_m : K_s = 0.135$ $B > 0.5_m : K_s = 0.27 \times B$	$K_s = 0.04$

méthode de décourt et quaresma (1982)

Décourt et Quaresma ont proposé une méthode d'évaluation de la résistance en pointe dans les sols, regroupés au tableau 1.11, pour les pieux forés, en béton préfabriqué, les pieux Franki ou les pieux Strauss. La valeur de N représentative n'a pas été précisée. Le facteur de sécurité suggéré est de 4 pour la résistance en pointe [7], [13].

Tableau 1.11 : Valeurs de K_s selon Décourt et Quaresma (1982)

Nature du sol	Valeur de K_s (en MPa)
Sable	0.400
Limon sableux résiduel	0.250
Limon argileux résiduel	0.200
Argile	0.120

méthode de lopes et laprovitera (1988)

Lopes et Laprovitera ont étudié des essais sur des pieux forés et ont proposé de modifier la méthode d'Aoki et Velloso.

Le facteur de portance proposé est résumé au tableau 1.12 [13].

Tableau 1.12 : Valeur de K_s en MPa selon Lopes et Laprovitera (1988)

Sol	Pieu foré
Sable	0.171
Sable limoneux	0.151
Sable argileux	0.151
Limon sableux	0.137
Limon	0.137
Limon argileux	0.086
Argile sableuse	0.137
Argile limoneuse	0.071
Argile	0.071

méthode de meyerhof (1983)

Meyerhof a proposé une méthode dans laquelle le facteur de portance dans le sable dépend de l'élançement du pieu, de son mode de mise en place et de la présence ou non d'une nappe phréatique. Le tableau 1.13 résume les valeurs du facteur de portance pour des pieux élancés $D/B > 10$ [8], [10], [11]. Le facteur de sécurité suggéré par Meyerhof est de 3 pour la résistance en pointe [7], [8]. Le nombre N à introduire dans le calcul est une valeur corrigée par l'effet du poids des terres. La valeur représentative est une moyenne arithmétique des nombres N dans une zone entre $8B$ au-dessus de la base et $3B$ en dessous [10]. En cas de terrain submergé par une nappe phréatique, il est recommandé de diviser ces facteurs par 2 [8].

Tableau 1.13 : Valeurs de K_s selon Meyerhof (1976)

Type de pieu	Sol sableux
Pieu foré	$K_s = 0.120$ MPa
Pieu battu	$K_s = 0.400$ MPa

méthode de shioi & fukui (1982)

La méthode de Shioi & Fukui est souvent utilisée au Japon. Pour les pieux forés dans le sable, le facteur de portance est de 0.1 MPa.

Pour les pieux battus, ce facteur dépend de l'élancement D/B , D étant la fiche du pieu dans la couche porteuse, et prend la forme suivante pour $D/B < 5$ [7], [13] :

$$K_s = 0.1 \times (1 + 0.4 \times D/B) \leq 0.300$$

La valeur maximale de K_s correspond en fait à un élancement plus grand que 5 dans la couche porteuse. Pour les pieux tubulaires ouverts en pointe et battus, le facteur de portance recommandé est :

$$K_s = 0.06 \times D/B \leq 0.300$$

Pour les pieux forés dans l'argile, K_s doit être pris égal à 0.15 MPa [13].

la résistance de frottement latéral q_s

On suppose que la contrainte limite q_s du frottement latéral le long du pieu est proportionnel au nombre N représentatif de l'interface sol/pieu, à la profondeur étudiée.

$$q_s = n_s \cdot N$$

méthode de aoki et veloso (1975)

Selon Aoki et Veloso le facteur n_s dépend de la nature du sol et du type de pieux et varie de 1 à 5 kPa. Il est résumé dans le tableau 1.16 [7].

Tableau 1.14 : Valeur de q_s/N en kPa selon Aoki et Veloso

Sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en acier
Sable	2.00	4.00	4.00
Sable limoneux	2.28	4.56	4.56
Sable argileux	2.57	5.14	5.14
Limon sableux	1.73	3.46	3.46

Limon	1.71	3.42	3.42
Limon argileux	1.12	2.24	2.24
Argile sableuse	1.20	2.40	2.40
Argile limoneuse	1.26	2.52	2.52

méthode de bazaraa et kurkur

Selon Bazaraa et Kurkur les valeurs du facteur n_s sont résumées au tableau 1.17 [7]. Pour les sols pratiquement homogènes, les auteurs recommandent de prendre, dans le calcul du frottement latéral q_s , une valeur moyenne du nombre N le long du pieu.

Tableau 1.15 : Valeurs du facteur n_s en kPa selon Bazaraa et Kurkur

Catégorie du pieu	Sol pulvérulent	Sol cohérent
1 et 2	$B_{(m)} \leq 0.5_m : n_s = 2.20$	$n_s = 3.30$
	$B_{(m)} > 0.5_m : n_s = 4.40 \times B$	
3 et 4	$B_{(m)} \leq 0.5_m : n_s = 0.67$	$n_s = 2.00$
	$B_{(m)} > 0.5_m : n_s = 1.34 \times B$	

méthode de décourt et quaresma (1982)

Décourt et Quaresma ont proposé de calculer le frottement latéral dans les sables, limon et argiles, comme suit :

$$q_s = 10 \times (N/3 + 1) \text{ en kPa.}$$

Le nombre N, introduit dans cette expression, doit être entre 3 et 15 pour les pieux préfabriqués, pieux Franki et les pieux Strauss, et ne dépassant pas 50 pour les pieux forés [7], [13].

Le coefficient de sécurité suggéré est de 1.30.

méthode de lopes et laprovitera (1988)

Lopes et Laprovitera ont proposé de modifier les résultats des études d'Aoki et Velloso pour les pieux forés, et suggéré un facteur de frottement latéral résumé au tableau 1.18 [7].

Tableau 1.16 : Valeur de n_s en kPa selon Lopes et Laprovitera (1988)

Sol	Pieu foré
Sable	1.620
Sable limoneux	1.940
Sable argileux	3.060
Limon sableux	2.770
Limon	2.770
Limon argileux	1.960
Argile sableuse	3.690
Argile limoneuse	2.640

méthode de meyerhof (1976)

Meyerhof et suite par le code canadien CFEM-85, ont suggéré de prendre n_s égal à 2 kPa pour les pieux battus dans les sables ou limons, et 1 kPa pour les pieux forés dans les sables [7], [11], [12].

Cette méthode consiste à calculer un frottement latéral moyen le long du pieu, en introduisant dans le calcul une moyenne arithmétique de N [11], [12], [13].

méthode de shioi et al (1982)

Shioi et Al proposent les valeurs empiriques de n_s pour différents types de pieux et sols, comme le résume le tableau 1.19 [7], [13].

Findlay (1984) a confirmé la valeur $n_s=1$ kPa pour les pieux forés dans les sols pulvérulents [13].

Tableau 1.17 : Valeur de q_s/N en kPa selon Shioi et Al

Sol	Pieu foré	Pieu coulé sur place	Pieu battu
Sableux	1.00	5.00	2.00
Argileux	5.00	10.0	10.0

Pour les besoins de calcul manuel préliminaire d'un pieu foré circulaire dans un sol sableux pratiquement homogène, on peut utiliser l'expression suivante pour estimer l'effort vertical limite:

$$Q_L = K_s \cdot N_b \cdot \pi \cdot B^2 / 4 + \pi \cdot B \sum (n_s \cdot N_s \cdot \Delta Z)$$

K_s : Le facteur de portance et à la dimension d'une contrainte.

N_b : La valeur représentative du nombre N dans la zone mobilisée par la résistance en pointe.

B : Diamètre du pieu.

n_s : Le facteur de frottement latéral et à la dimension d'une contrainte.

N_s : La moyenne arithmétique des valeurs de N le long du pieu.

calcul règlementaire

Sur le plan de la réglementation, il est remarquable que les règles techniques française de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (CCTG-93, fascicule 62) ignorent complètement l'apport de cet essai au dimensionnement des fondations, aussi bien superficiels que profondes. Cette position est renforcée par celle du règlement DTU 13.2, applicable aux fondations des bâtiments, qui ne recommande aucune méthode de calcul, et appelle à la prudence envers la diversité des formules de calcul. D'autres pays ont opté plutôt vers la méthode de Meyerhof, réputée pessimiste dans la prédiction de la capacité portante. Au Canada, par exemple, le code canadien de l'ingénierie des fondations CFEM-85 [9], ainsi que les recommandations des travaux publics du Canada [11] stipulent que la charge verticale limite d'un pieu isolé dans un sol pulvérulent se calcule comme suit :

$$Q_L = m \cdot N_{spt}^e \cdot A_b + n \cdot N_s \cdot P \cdot D$$

$m = 0.40$ 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.

Aucune précision n'a été mentionnée sur cette valeur représentative. Néanmoins, Meyerhof a proposé que la valeur représentative soit une moyenne arithmétique des nombres N_{spt} dans une zone entre $8B$ au-dessus de la base et $3B$ en dessous [12].

A_b : 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.

En présence d'une nappe phréatique, Meyerhof (1976) recommande de réduire K_s et n_s en dessous de la nappe à la moitié [10]. Il est noté que les nombres N_{spt} et N_s à introduire dans le calcul, selon ces deux règlements, sont des valeurs corrigées de la valeur mesurée N_{spt}^m par l'effet du poids des terres, selon l'équation suivante, dans laquelle la contrainte effective σ_v' due au poids des terres est exprimée en KPa :

$$N_{spt} = N_{spt}^m \sqrt{\frac{100}{\sigma_v'}}$$

Cette facture de correction doit être comprise entre 0.5 et 2.0 .

1.4.2.2 théorie classique des corps rigides plastiques [2]

Les théories classiques du calcul de la charge limite axiale d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu (voir la figure 1.6).

Dans ces théories, les efforts résistants unitaires, la résistance de pointe Q_p et frottement latéral limite Q_s ne dépendent que des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire, cohésion C et angle de frottement ϕ . La formule générale de charge verticale limite reprise par le pieu :

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

Les paramètres S et P sont la surface et le périmètre du pieu respectivement.

Ces méthodes sont de moins en moins utilisées pour les ouvrages de génie civil, notamment grâce au développement de méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais in situ et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur, méthodes jugées opérationnelles et plus fiables.

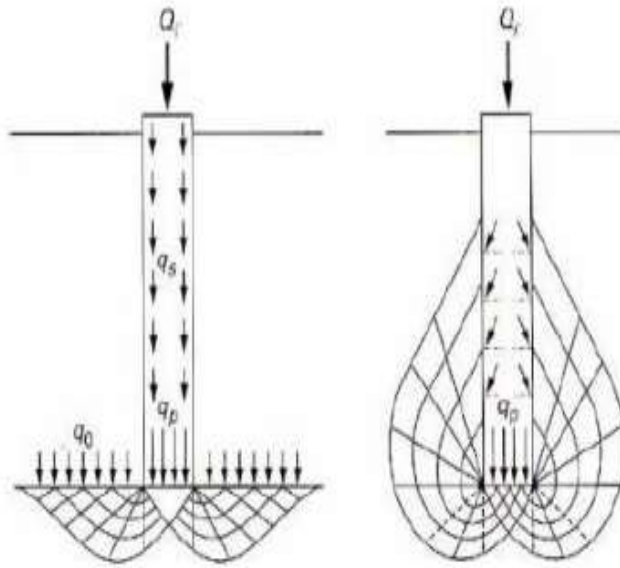


Figure 1.6 : Exemples de mécanisme de rupture selon les théories classiques [2]

1.4.2.3 essai de chargement statique

L'essai de chargement en vraie grandeur est un outil pratique d'analyse in-situ de la capacité portante et du tassement d'un pieu isolé, qui permet de s'affranchir des incertitudes liées au calcul.

Il est systématiquement mené dans le cadre d'un important projet, afin de confirmer les prévisions du comportement du, ou chaque fois que les méthodes de calcul ne mènent pas à des résultats sûrs, mais entachées d'incertitudes [6].

1.4.2.3.1 principe de l'essai

Comme schématisée à la figure 1.7, le principe de l'essai consiste à charger un pieu réel avec des incréments de charge jusqu'à environ 1.5 fois la charge verticale nominale Q_N , et de mesurer le tassement en tête.

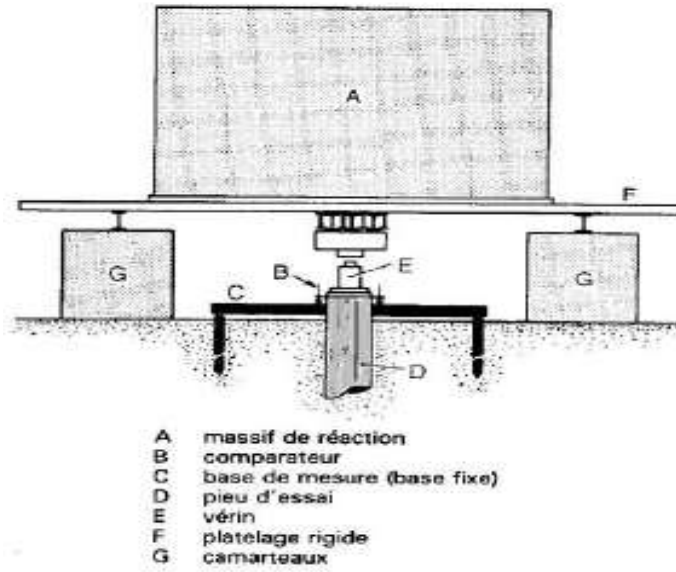


Figure 1.7 : Schéma de principe d'essai de chargement verticale du pieu [2]

On peut interpréter graphiquement la courbe de chargement obtenue pour une estimation globale de la capacité portante. En fait, les résultats expérimentaux sont présents sous forme des courbes de la figure 1.8.

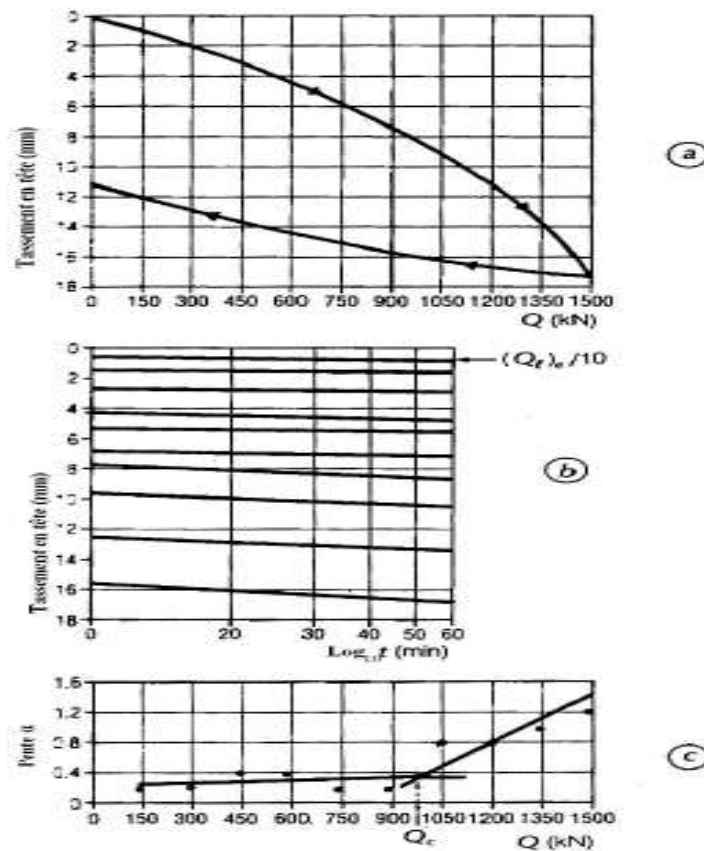


Figure 1.8 : Interprétation de l'essai de chargement d'un pieu [4]

La capacité portante correspond une asymptote de la courbe de chargement (a) si elle est évidente. Sinon, la capacité portante correspond conventionnellement à la charge Q causant un tassement égal à $B/10$.

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

Sur la courbe (c), en traçant la pente α en fonction de Q , on remarque qu'au-delà d'une certaine charge, la vitesse des tassements (ce qui équivaut à la pente α) augmente brusquement, ce qui correspond au domaine d'instabilité des tassements dans le temps, et dont le seuil est bien la charge critique Q_c . Cette dernière est définie comme étant l'abscisse de l'intersection des deux droites sur cette courbe.

1.5 conclusion

Ce chapitre a pour le but de présenter les principales notions et définitions relatives aux fondations sur pieux. Les pieux sont des éléments structuraux, conçus pour reporter des charges aux couches profondes plus résistantes lorsque le sol en surface présente une mauvaise qualité.

La capacité portante ultime d'un pieu Q_L est la somme de l'effort limite en pointe Q_p et l'effort limite de frottement latéral Q_s le long de fût, cette dernière peut être déterminé à partir des méthodes théoriques comme celle de la théorie classique des corps rigides plastiques, empiriques à l'aide des essais in situ (PMT, CPT, SPT), ou direct. L'essai de chargement en vraie grandeur est un outil pratique d'analyse in-situ de la capacité portante et du tassement d'un pieu isolé, l'essai a pour but de déterminer directement la courbe charge-tassement du pieu, et déduire après la charge limite Q_L , la charge critique Q_c , et la charge admissible sur le pieu.

Chapitre 2

Description des essais de chargement de pieux

2.1 introduction

On expose dans ce chapitre une étude descriptive des essais de chargement vertical statique des pieux isolés, dans différents sites au monde, selon à la nature de sol (sable, argile, marne, et multicouche). Au premier volet, nous allons présenter la répartition des essais de chargement du pieu, puis au deuxième volet nous présenter une étude statistique des caractéristiques géométriques des pieux testés, les matériaux, et le mode d'installation des pieux.

2.2 présentation de la base de données

En général, la constitution de la base de données permet de connaître la géométrie et la mise en œuvre du pieu d'essai, ainsi une idée générale sur la coupe géotechnique des sites étudiés, ce qui nous permet de bien interpréter les données saisies et les utiliser pour un but de déterminer la capacité portante du pieu.

La base de données comporte au total 132 essais de chargement vertical statique des pieux isolés. Parmi ces essais, il y a 105 essais de chargement du pieu sont appliqués sur un sol sableux, dont 98 essai situé en émirats arabes unis, comme l'illustre la figure 2.1, également il y a 27 essais de chargement du pieu sont appliqués sur une variété de sols (argile, marne, et multicouche) diffusés sur différents pays au monde (France, Pologne, Belgique, Italie), comme l'illustre la figure 2.2. La figure 2.3 présente la distribution en histogramme de ces essais en fonction de la nature du sol.



Figure 2.1: Carte d'implantation des sites d'essais de chargement vertical des pieux isolés (E.A.U)

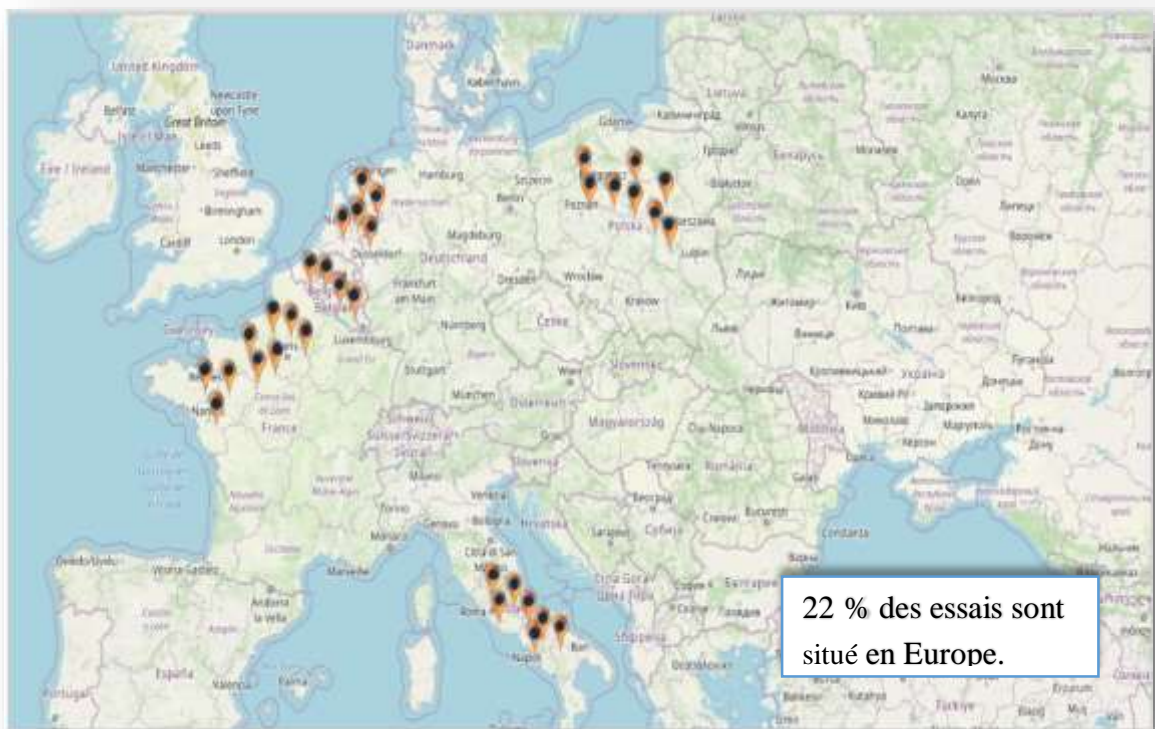


Figure 2.2: Carte d'implantation des sites d'essais de chargement vertical des pieux isolés (Pays européenne).

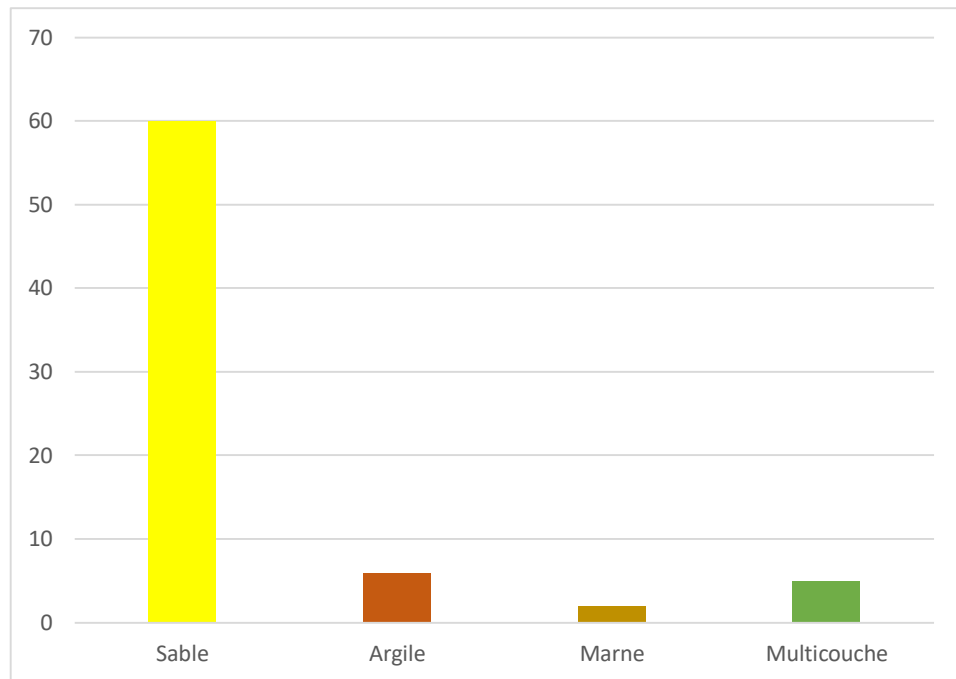


Figure 2.3 : Distribution en histogramme des essais de chargement selon la nature de sol.

2.3 description des essais de chargement dans le sable

Les essais in-situ réalisés sur le sable sont comme suit :

89 % sont réalisés à la base de l'essai SPT, 11% ont été réalisés par l'essai CPT, et aucun essai de PMT n'a été réalisé, comme le montre la figure 2.4.

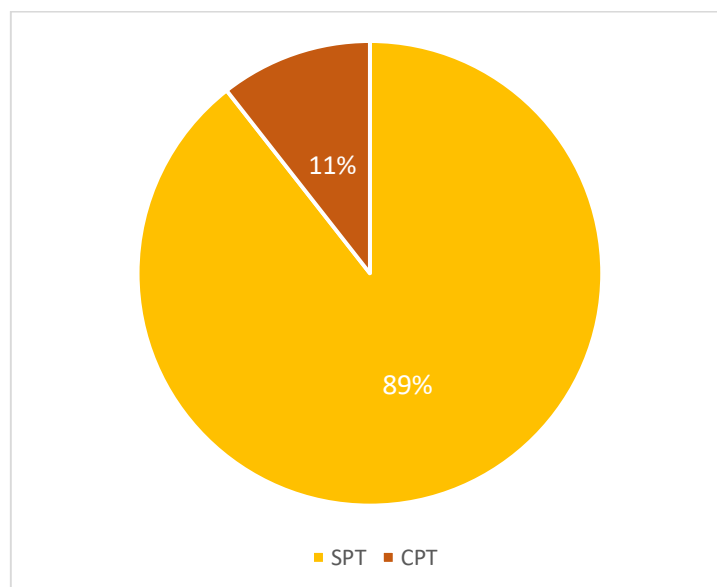


Figure 2.4 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai In-situ (sable).

La figure 2.5 montre que 95% des pieux d'essais sont réalisés par la procédure de forage simple ou avec ajout de boue de bentonite, 3% sont réalisés par battage, et 2% par fonçage. Comme le montre la figure 2.6, 97% des pieux d'essais sont en béton armé, et 3% sont en acier.

La figure 2.7 montre que 79% des pieux d'essais ont un diamètre de 0,4m à 0,8m, et 21% ont un diamètre de 0,8m à 1.2m. La figure 2.8 montre que 57 % des pieux d'essais ont une fiche variant de 7m à 14m, 38 % de 14m à 21m, et 5% de 21m à 28m.

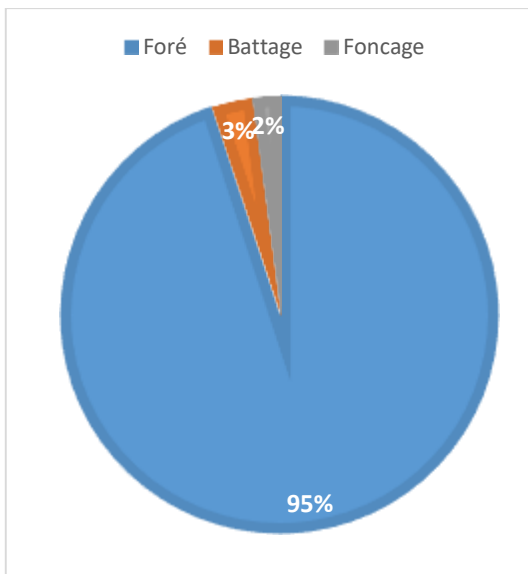


Figure 2.5 : Distribution en pourcentage selon le mode de mise en place du pieu (sable).

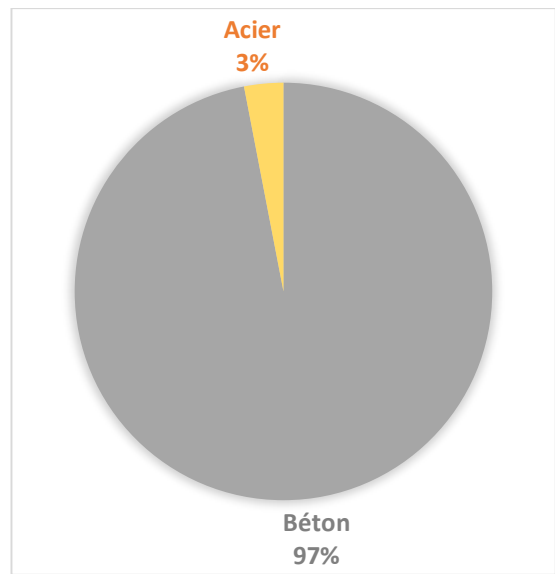


Figure 2.6 : Distribution en pourcentage selon le matériau du pieu (sable).

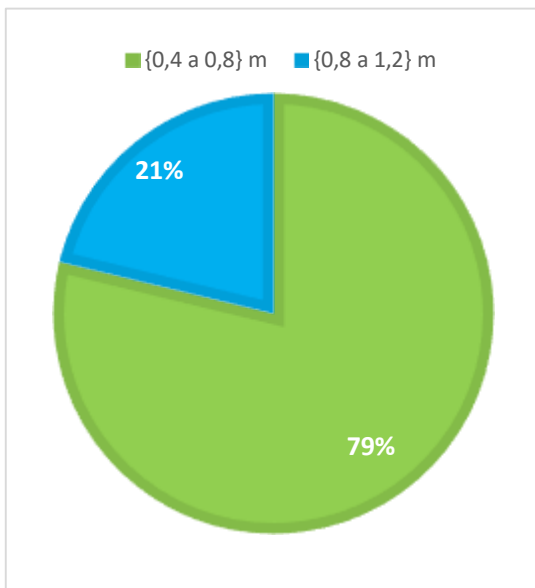


Figure 2.7 : Distribution en pourcentage selon le diamètre du pieu (sable).

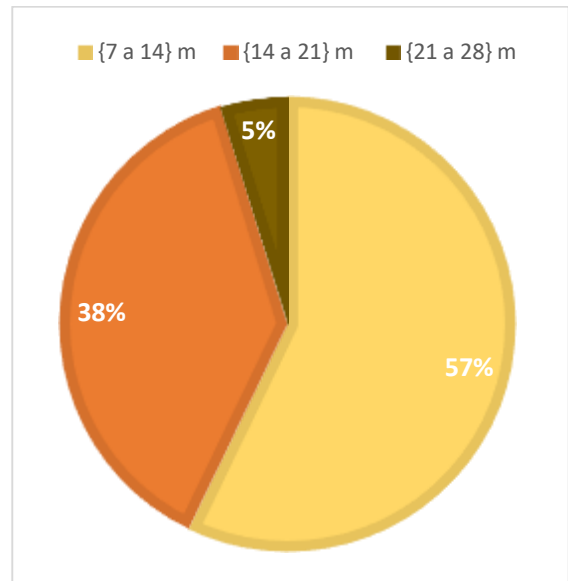


Figure 2.8 : Distribution en pourcentage selon la fiche du pieu (sable).

2.4 description des essais de chargement dans l'argile

Les essais in-situ réalisés sur l'argile sont comme suit :

67% sont réalisés à la base de l'essai CPT, 33% ont été réalisés par l'essai PMT, et aucun essai de SPT n'a été réalisé, comme le montre la figure 2.9.

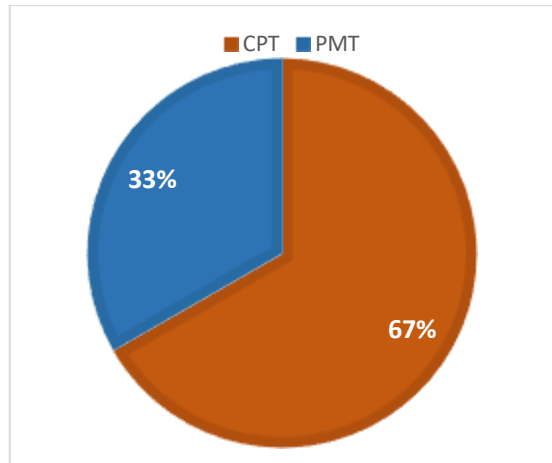


Figure 2.9 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai In-situ (argile).

Comme le schématisent les figures 2.10 et 2.11, on note que 4 pieux d'essais sont en béton armé, dont 3 pieux sont installés par le mode de forage, et un seul pieu d'essai par battage, ainsi que 2 pieux d'essais sont en acier et installés par le mode de battage. La figure 2.12 montre que 3 pieux d'essais ont un diamètre de 0,38m à 0,4m, et 3 pieux d'essais ont un diamètre de 0,7m à 1,2m. La figure 2.13 indique que 4 pieux d'essais ont une fiche variant de 10m à 27.2m, et 2 pieux d'essais ont une fiche de 48m.

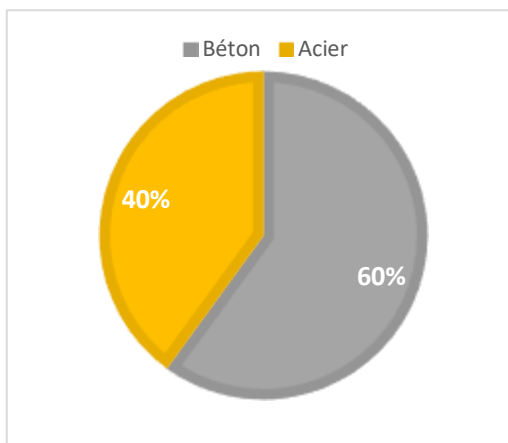


Figure 2.10 : Distribution en pourcentage selon le matériau du pieu (argile).

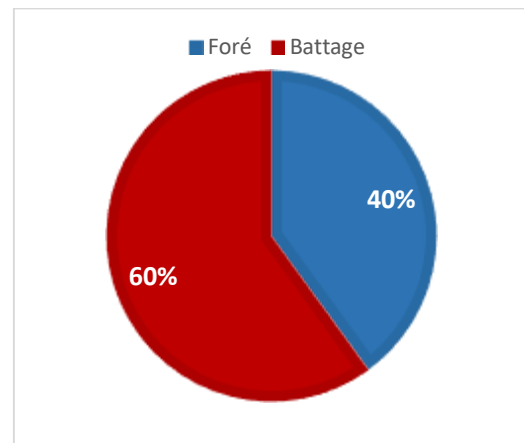


Figure 2.11 : Distribution en pourcentage selon le mode de mise en place du pieu (argile).

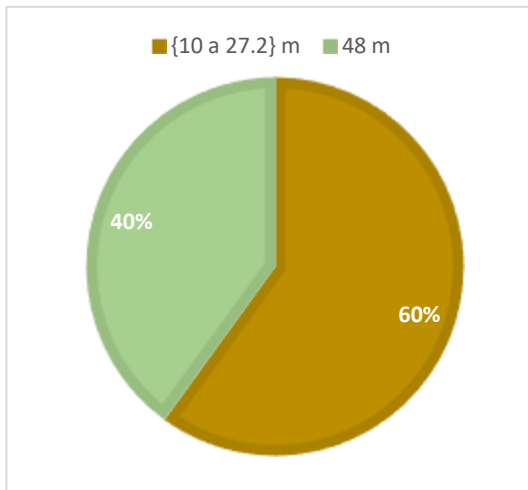


Figure 2.12 : Distribution en pourcentage selon la fiche du pieu (argile).

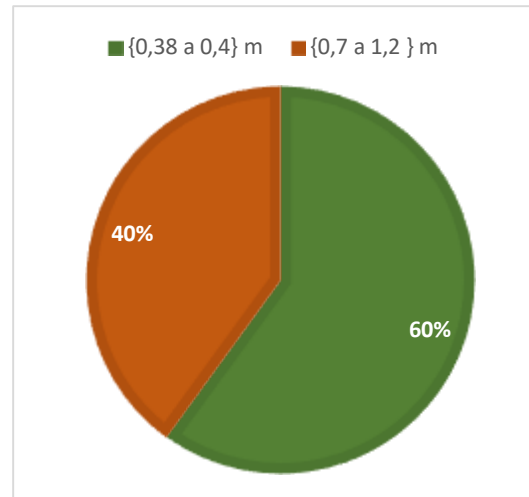


Figure 2.13 : Distribution en pourcentage selon le diamètre du pieu (argile).

2.5 description des essais de chargement dans la marne

Les essais in-situ réalisés sur la marne, sont à la base de l'essai PMT seulement, comme le montre la figure 2.14.

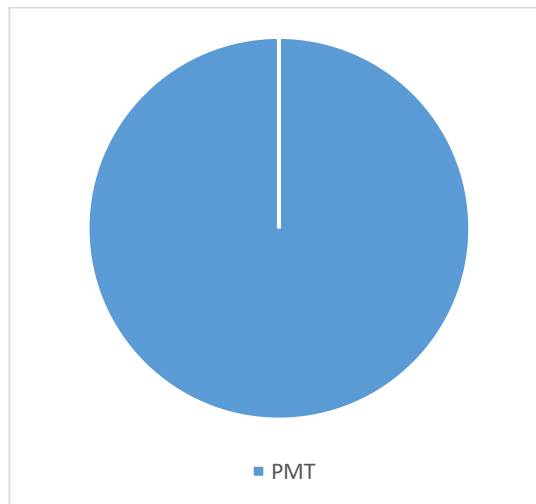


Figure 2.14 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai In-situ (marne).

Comme le montre les figures 2.15 et 2.16. Les pieux d'essais sont en béton armé, et installés par le mode de forage simple. Les pieux étudiés ont un diamètre de 0,68m, et une fiche de 16m à 16,5m, comme le schématisent les figures 2.17 et 2.18.

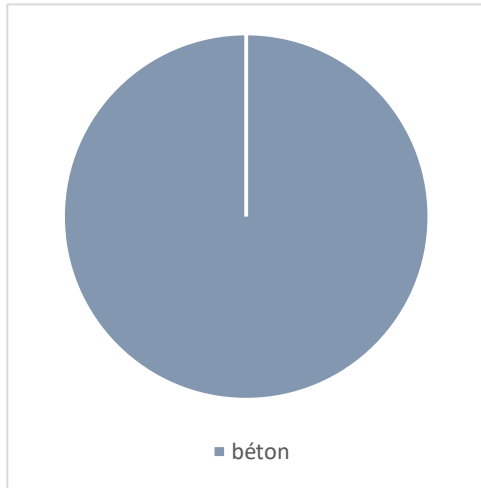


Figure 2.15 : Distribution en pourcentage
Selon le matériau du pieu (marne).

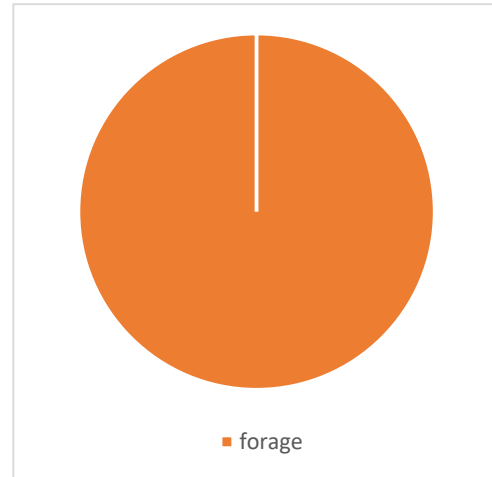


Figure 2.16 : Distribution en pourcentage
selon le mode de mise en place du pieu (marne).

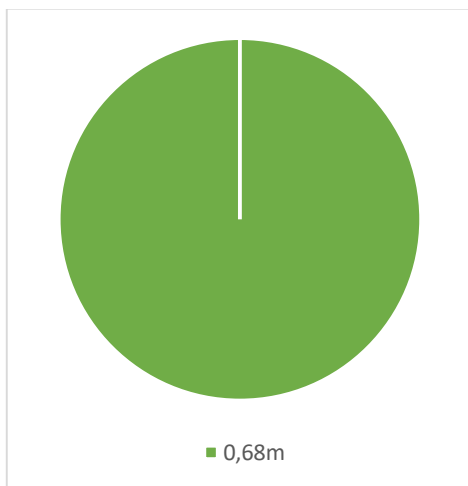


Figure 2.17 : Distribution en pourcentage
selon le diamètre du pieu (marne).

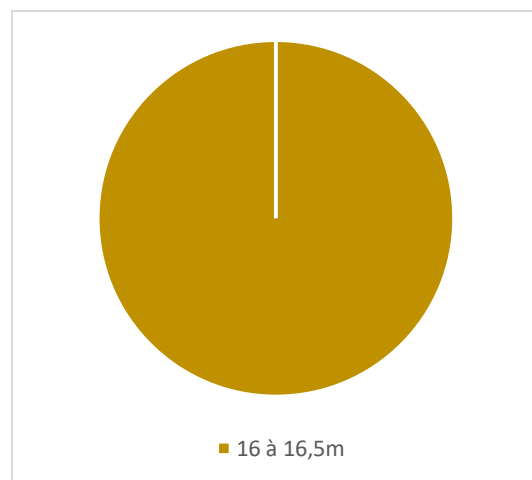


Figure 2.18 : Distribution en pourcentage
selon la fiche du pieu (marne).

2.6 description des essais de chargement dans le sol multicouche

Les essais in-situ réalisés sur un sol multicouche sont comme suit :

12% sont à la base de l'essai SPT, 41% sont à la base de l'essai CPT, et 47% sont à la base de l'essai PMT, comme le montre la figure 2.19.

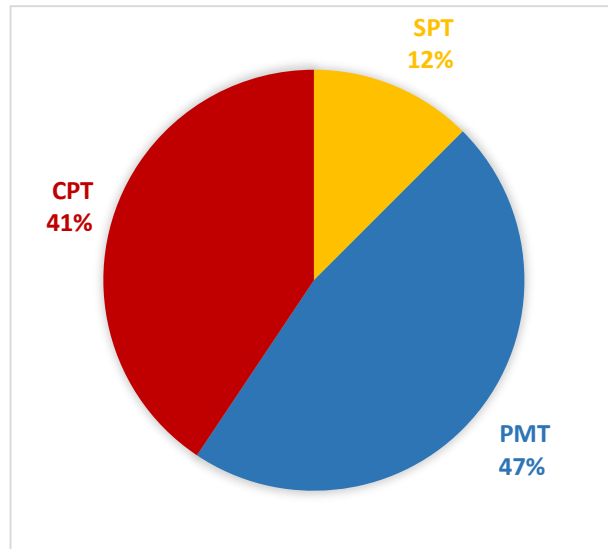


Figure 2.19 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai In-situ (sol multicouche)

Comme le montre la figure 2.20, on note que 86% des pieux d'essais sont en béton armé, et 14% sont en acier. La figure 2.21 montre que 57% des pieux d'essais sont installés par le mode de vissage, 29% par forage, 9% par battage, et 5% par verinage (ou fonçage).

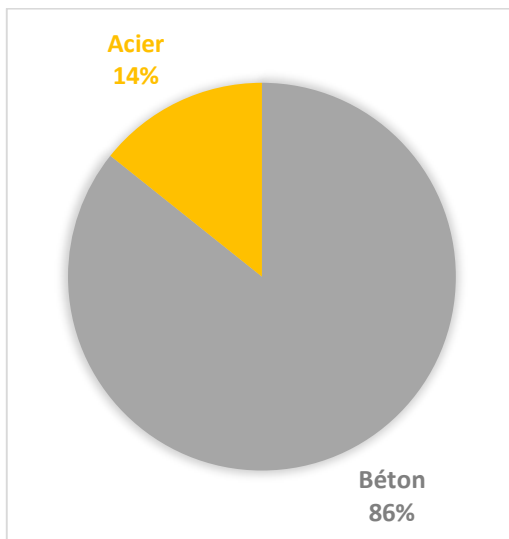


Figure 2.20 : Distribution en pourcentage selon le matériau du pieu (sol multicouche).

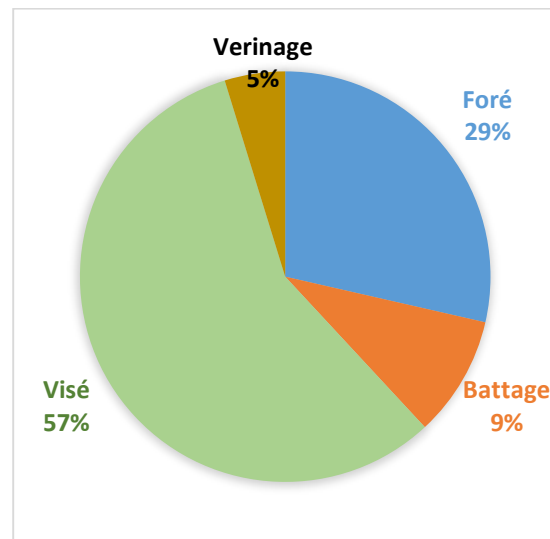


Figure 2.21 : Distribution en pourcentage selon le mode de mise en place du pieu.

La figure 2.22 indique que 11% des pieux étudiées ont une fiche de 6,30m à 9,40m, 21% ont une fiche de 9,40 à 9,50m, et 68% ont une fiche variant entre 9,50m à 20m. La figure 2.23 montre que 21% des pieux étudiées ont un diamètre de 0,20m à 0,40m, 58% ont un diamètre de 0,4m à 0,6m, et 21% ont un diamètre de 1m à 1,1m.

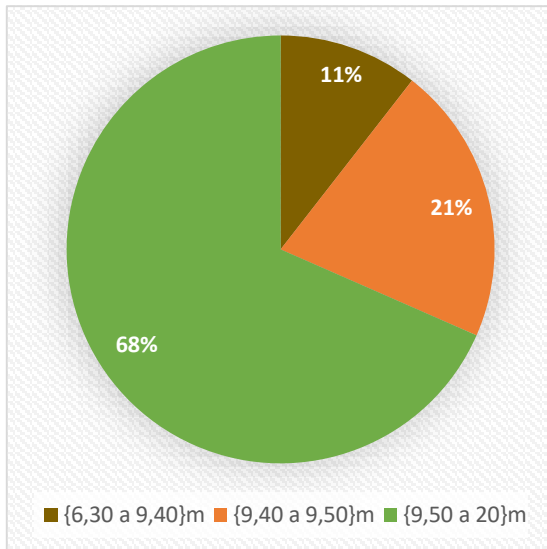


Figure 2.22 : Distribution en pourcentage selon la fiche du pieu (sol multicouche).

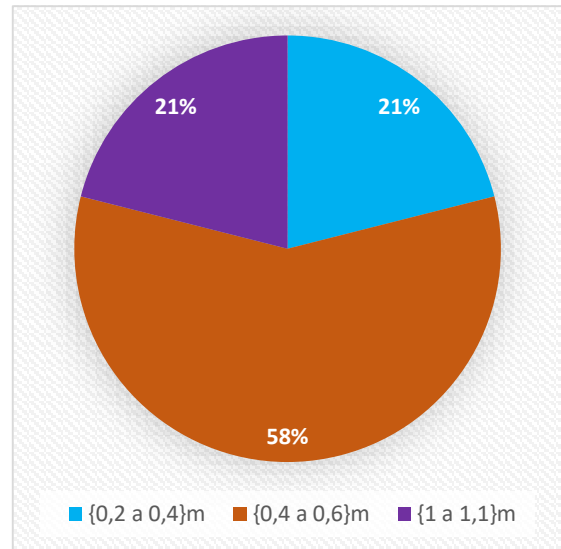


Figure 2.23: Distribution en pourcentage selon le diamètre du pieu (sol multicouche).

2.7 conclusion

Ce chapitre présente description de la base des données d'essais de chargement vertical statiques des pieux isolés. La présentation de la base des données a montré que les essais sont localisés sur deux continents différents, Émirats Arabes unis en Asie, la France, la Belgique, Italie, Pologne en Europe. Les pieux d'essai sont installés dans différents types de sol (argile, marne, sable, et multicouche). Les essais in-situ réalisés sont le PMT, CPT, et SPT. Les pieux sont réalisés en béton armé ou en acier (tubes), sous forme circulaire, et installés par un mode de forage, de battage, ou de fonçage, avec un diamètre compris entre 0.220 m jusqu'à 1.256 m, et une fiche variant de 6.30 m jusqu'à 48 m.

Chapitre 3

Interprétation des résultats d'essais de chargement

3.1 introduction

Un essai de chargement vertical de pieu est un moyen de dimensionnement coûteux et lent, et qui permet de déterminer : le tassement vertical du pieu sous la charge de service, la charge critique ou de fluage, et la capacité portante du pieu. Ce chapitre est consacré à l'interprétation des résultats des essais de chargement vertical des pieux isolés, par différents critères de la capacité portante. En premier lieu, nous allons commencer par une présentation des différents critères de l'estimation de la capacité portante verticale, ensuite nous allons passer à l'interprétation des courbes chargement-déplacement dans le but de prévoir la capacité portante des pieux.

3.2 présentation des critères de la capacité portante

Dans le cas d'un pieu d'essai instrumenté seulement par des comparateurs pour la mesure du tassement, et par un capteur de force, on obtient seulement une courbe de chargement en fonction du tassement global (en tête) du pieu, et l'évaluation séparée de la résistance en pointe et du frottement latéral le long de fût n'est pas possible. L'interprétation de cette courbe de chargement se fait à l'aide de critères empiriques ou semi-empiriques pour l'estimation globale de la charge verticale limite des pieux. Nous présentons quelques critères courants.

3.2.1 critère de chin (ou critère hyperbolique)

La méthode graphique est proposée par Chin (1970-1971), en appliquant les travaux de Kondner (1963) sur la fonction hyperbolique. Chin suppose que la relation entre la charge et le tassement est hyperbolique.

L'application de cette critère est comme suivie (voir figure 3.1).

- Tracer la courbe v_0/Q en fonction de v_0
- Ajuster l'allure linéaire par une droite $a+bv_0$ par la méthode des moindres carrés

La charge verticale limite est donnée par la formule suivante :

$$QL = \frac{1}{b} \quad (3.1)$$

Avec : b : Pente de la ligne droite.

$$\text{En effet, on } QL = \frac{v_0}{a+bv_0} \text{ donc } \frac{v_0}{QL} = a + bv_0 \quad (3.2)$$

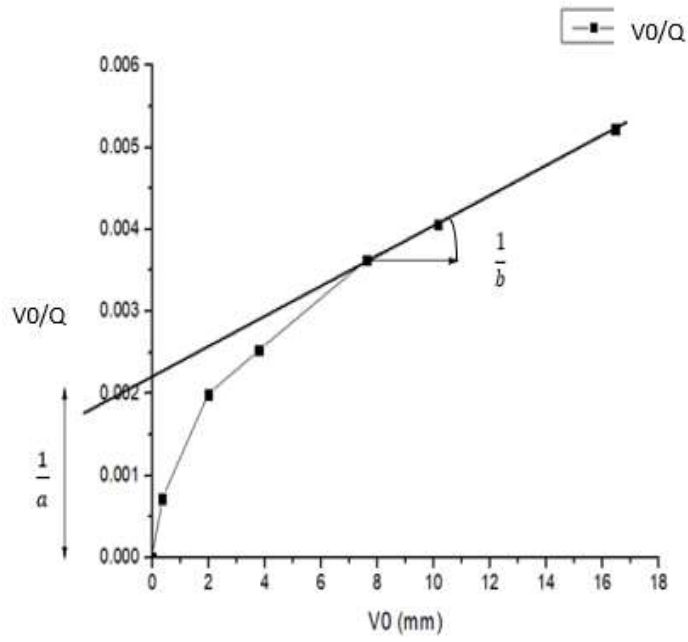


Figure 3.1 : Interprétation selon le critère de Chin

3.2.2 critère de bulter et hoy (1977) (ou critère de la tangente)

Bulter et Hoy ont proposé de tracer deux droites : une tangente à la partie élastique de la courbe de charge-tassement, et l'autre tangente à la courbe avec une pente de 7 kN/mm.

La charge verticale limite est définie comme étant le point d'intersection des deux tangentes (voir figure 3.2).

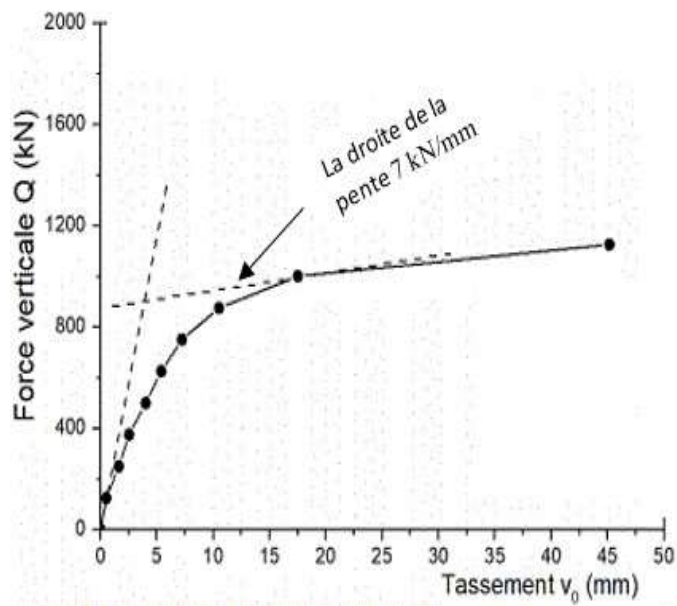


Figure 3.2: Interprétation selon le critère de Bulter et Hoy (1977)

3.2.3 critère de hansen 1963 (ou critère de 80%)

Hansen a défini la capacité portante de pieu comme étant une charge qui donne 4 fois le tassement. Le tassement de la tête de pieu, obtenu pour de 80 % de cette charge [2].

Ce critère de 80 % peut être estimé directement à partir de la courbe de chargement-tassement ou à partir de la procédure suivante (voir la figure 3.3) :

- Tracer la courbe $v_0^{1/2}/Q$ en fonction de v_0 , où v_0 est le tassement mesuré en tête de pieu et Q est la charge appliquée.
- Ajuster l'allure linéaire par une droite $a+bv_0$ selon la méthode des moindres carrés.

La capacité portante de pieu est donnée par la formule suivante :

$$QL = \frac{0.5}{(a \cdot b)^{0.5}}$$

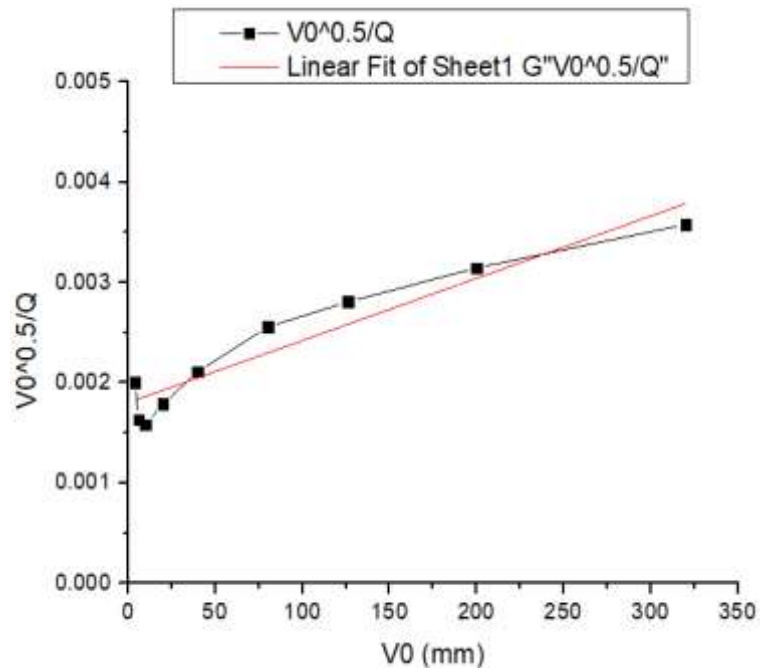


Figure 3.3 : Interprétation selon le critère de Hansen (1963).

3.2.4 critère de davisson (1972) (ou critère de la valeur limite)

Ce critère définit la charge limite comme la charge correspondant au tassement qui dépasse la compression élastique du pieu d'une valeur de 0.15 pouces (4 mm) en plus d'un facteur égal au diamètre du pieu divisé par 120 [2].

La procédure de cette méthode est la suivante :

- Tracer la courbe Q en fonction de v_0 .

- Tracer la droite de compression élastique de pieu, passant par l'origine et de pente égale à $\pi \cdot B^2 \cdot E_p / 4L$.

Avec:

B : Le diamètre de pieu.

E_p : Module de Young (ou le module élastique).

L : Longueur de pieu.

- Tracer la droite parallèle à la droite de compression élastique, à une distance de x où $x=3.75+B/120$, le diamètre B étant en mm.

La charge verticale limite de pieu, correspondant à l'intersection de la droite translatée avec la courbe de chargement (voir la figure 3.4).

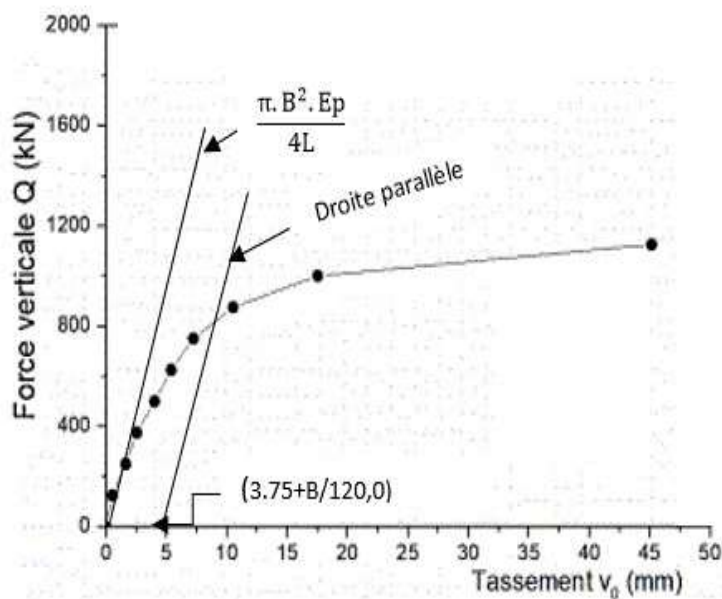


Figure 3.4 : Interprétation selon le critère de Davisson (1972).

3.2.5 critère conventionnel (10% de b)

Une ancienne définition de la capacité portante a été proposée par Terzaghi :

La capacité portante vertical est la force correspondant à un tassement de la tête de pieu égal à 10% de diamètre de pieu [2].

3.2.6 critère de décourt (ou critère de la raideur sécante)

Décourt (1999) a proposé un critère similaire à celui de Chin-Kondner et Hansen comme le montre la figure 3.5.

La méthode consiste à tracer la courbe $k_v=Q/v_0$, en fonction de Q , k_v est la raideur sécante du pieu (force/tassement), cette courbe présente une tendance linéaire dans sa dernière partie.

La capacité portante est caractérisée comme étant le point d'intersection du prolongement de cette droite avec l'axe des charges. Selon ce critère, la capacité portante est atteinte lorsque le tassement v_0 du pieu est infini, et donc la raideur $k_v= Q/v_0$ tend vers zéro.

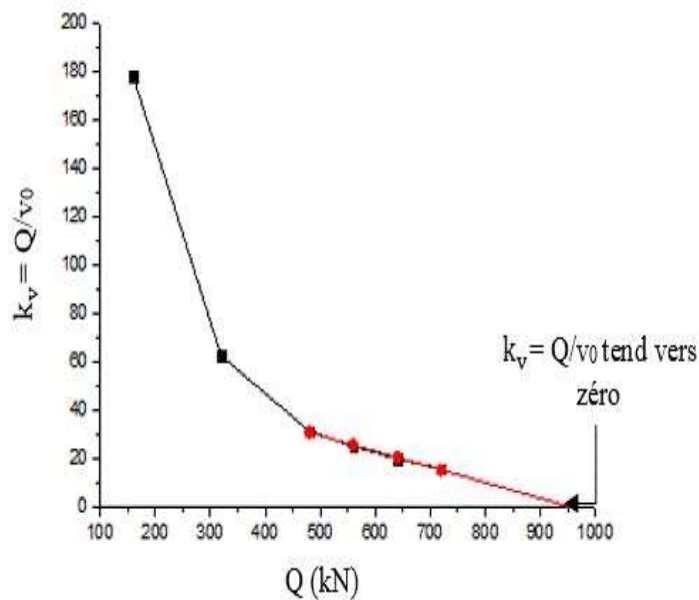


Figure 3.5: Interprétation selon le critère de Décourt (1999)

3.2.7 critère de de beer 1968 (ou critère bi-logarithmique)

Cette méthode consiste à tracer la courbe chargement-déplacement dans une échelle bi-logarithmique.

Cette courbe dégage deux lignes droites interconnectées, le point d'intersection de ces deux droites donne la charge verticale limite (voir la figure 3.6).

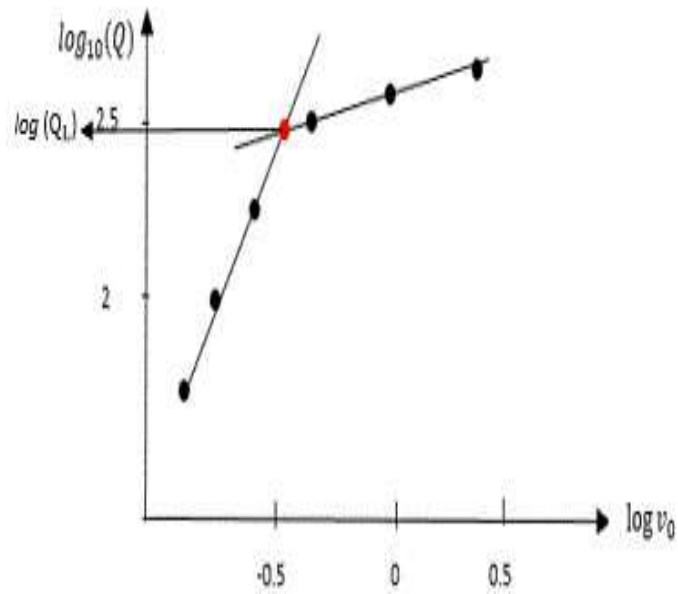


Figure 3.6 : Interprétation selon le critère de De Beer.

3.2.8 critère de van der veen 1956 (ou critère exponentiel)

Van der Veen a proposé d'assimiler la courbe de chargement-déplacement à une fonction exponentielle telle que :

$$Q = QL(1 - \exp\left(-\frac{kv_0}{QL} v_0\right)), \text{ soit de la forme :} \quad (3.3)$$

$$y = a(1 - \exp(-b \cdot x)), \text{ avec : } y = Q \text{ et } x = v_0$$

La courbe de chargement, comme le schématise la figure 3.7, est caractérisée souvent par une portion linéaire pour les faibles charges : $Q = k_{v_0} \cdot v_0$

Et une asymptote pour les grands dépèvements du pieu :

$$\text{Lim } Q_{v_0 \rightarrow \infty} = Q_1$$

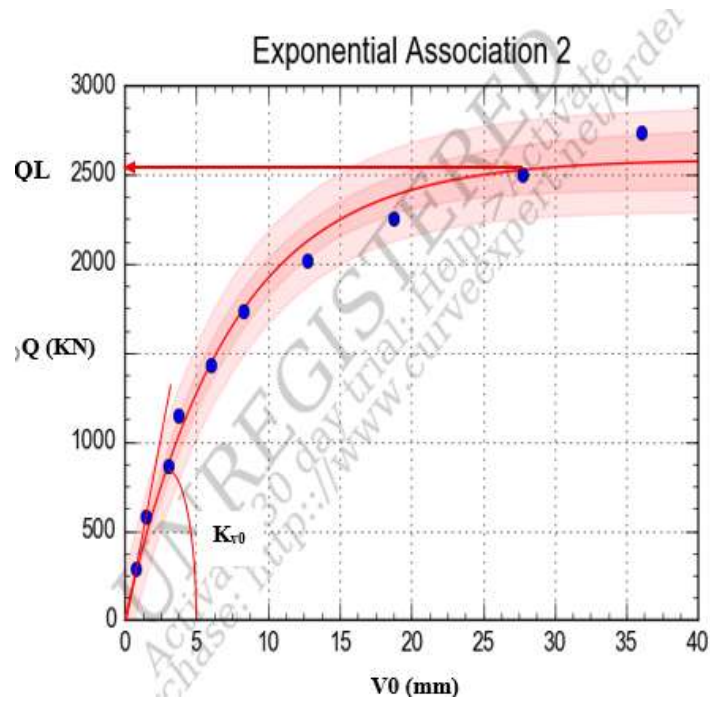


Figure 3.7 : Interprétation selon le critère de Van der Veen

k_{v0} : Raideur verticale initiale du pieu

Q_L : Capacité portante du pieu

La valeur de charge verticale limite est déduite par ajustement de la courbe de chargement expérimentale par cette fonction exponentielle.

3.2.9 critère de fuller et hoy (1950)

La capacité portante verticale est définie comme étant le point où la droite ayant une pente de 7 kN/mm est tangente à la courbe chargement-déplacement comme le montre la figure 3.8.

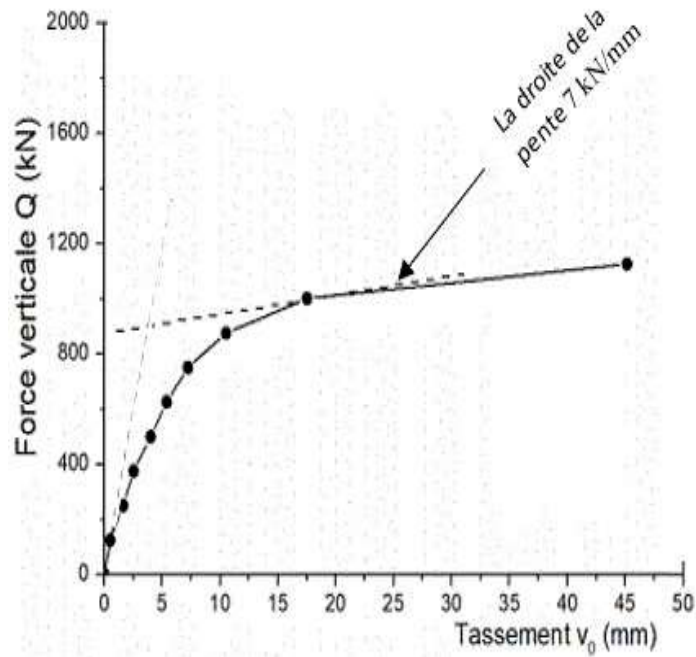


Figure 3.8 : Interprétation selon le critère de Fuller et Hoy (1950).

3.2.10 critère de FDOT (1994)

Ce critère a été mis au point par l'organisme FDOT (Florida Dep^t of Transportation), La charge verticale limite correspond conventionnellement à un tassement au déplacement élastique du pieu ΔL , auquel on ajoute un facteur égal au diamètre du pieu divisé par 30.

Le déplacement élastique du pieu ΔL est donné par la formule suivante :

$$\Delta l = \frac{Q \cdot D}{S \cdot E_p} \quad (3.4)$$

Avec

Q : La charge appliquée.

D : Longueur de pieu.

S : Section de pieu.

E_p : Le module de Young de pieu (estimé à environ 32000 MPa).

Ce critère est applicable pour le pieu tel que le diamètre supérieur à 0.6m. Si ce dernier inférieur à 0.6 m, la capacité portante correspond à :

$$\Delta l + 4mm + \frac{B}{12} \text{ (Avec le diamètre B en mm).} \quad (3.5)$$

Il suffit de tracer la courbe de chargement-tassement et la droite de déplacement élastique.

$$Q = \frac{Ep.S}{D} \cdot \Delta l = \alpha \cdot \Delta l \text{ où } \alpha = \frac{Ep.S}{D}$$

Cette dernière est translatée de $B/30$. La capacité portante est définie comme étant le point d'intersection de la droite translatée avec la courbe de chargement-tassement (voir figure 3.9).

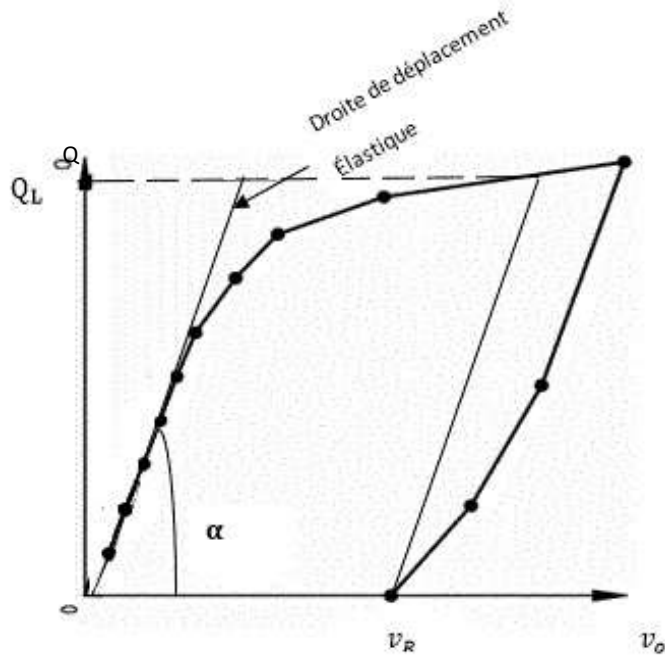


Figure 3.9 : Interprétation selon le critère de FDOT

3.2.11 critère PARECT

La fonction PARECT (parabole-rectangle) est définie par la fonction :

$$y = f(x) \tag{3.6}$$

$y = Q$ (charge appliquée).

$x = V_0$ (tassement en tête).

La fonction PARECT est schématisée par la figure 3.10 ci-après. La courbe de chargement est ajustée par la fonction PARECT en utilisant la technique des moindres carrés, ce qui permet d'obtenir la capacité portante Q_L , et la raideur verticale K_{v0} .

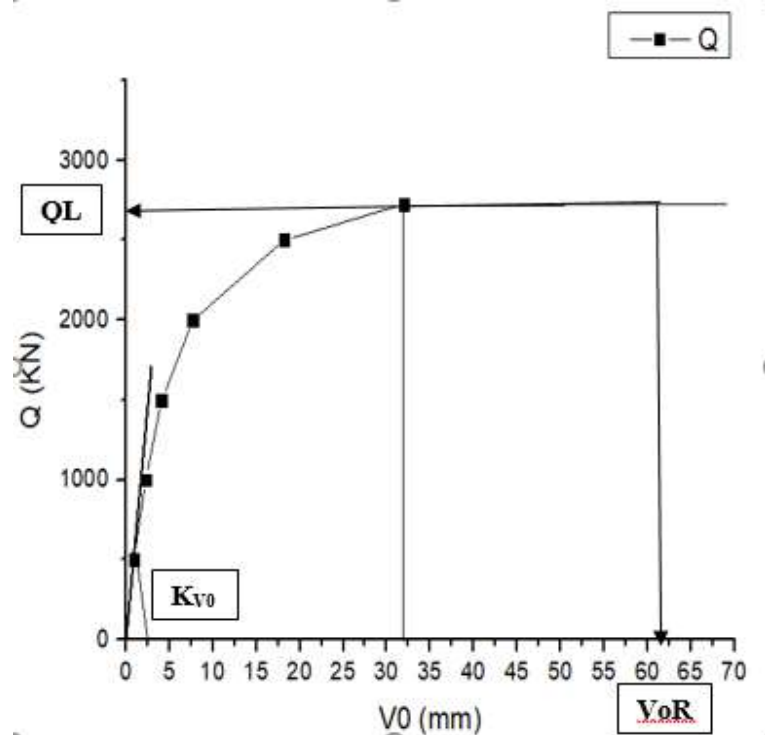


Figure 3.10 : Interprétation selon le critère PARECT (parabole-rectangle)

La qualité de l’ajustement de l’ensemble des points expérimentaux ($x_i = y_i$) par la fonction parabole-rectangle est mesurée par le coefficient de régression globale :

$$R^2 = \frac{\sum [f(x_i - \bar{y})]^2}{\sum [(y_i - f(x_i))^2 + \sum [f(x_i - \bar{y})]^2]} \quad (3.7)$$

On constate que l’ensemble des critères présentés sont d’origine empiriques, c’est-à-dire issus de l’expérience locale des essais de chargement de pieux, à l’exception des critères PARECT, Chin, Décourt, et Van Der Veen qui sont plutôt théoriques et doivent en principe s’appliquer à tous les essais de chargement de pieux.

3.3 interprétation des courbes de chargement dans le sable

L’interprétation des courbes de chargement-tassement par les différents critères précédents permet l’évaluation globale de la capacité portante verticale limite à partir d’un essai de chargement. Les courbes de chargement sont tracées utilisant le logiciel d’analyse et de présentation graphique des données Origin Pro version 9.0, ainsi que le programme Curve Expert Professional 2.6 (pour la méthode de Van der Veen).

Les figures ci-dessous représentent un exemple de la courbe de charge-déplacement de l'essai de chargement mené sur un pieu foré, avec l'application de tous les critères.

Les caractéristiques géométriques pour cet exemple sont comme suivies :

- B (diamètre) = 0.6m.
- D (fiche) = 11.76m.
- D/B = 21.67.

Référence :

- Pays : Belgique.
- Localisation : //
- Ouvrage : Projet de recherche.
- N°. Document : 796 (Pieu C).

Le tableau en annexe 01 regroupe les caractéristiques de la base des données d'essais de chargement de pieu.

Le tableau en annexe 02 de ce mémoire regroupe les résultats des valeurs de la capacité portante verticale en kN, menés sur la base de données des essais de chargement statique, avec l'application de tous les critères.

Tableau 3.1 : Résultats de capacité portante verticale en kN (sable)

Le critère	Q _L (kN)
Chin (Hyperbolique)	5173.30
Bulter et Hoy	4705.88
Hansen	4731.56
Davisson	2548.44
10% de B	3249.22
Décourt	5856.30
De Beer	1965.69

Van der Veen	4305.265
Fuller et Hoy	3004.39
FDOT	2471.21
PARECT	-

Les résultats de la capacité portante de l'exemple illustré au tableau 3.1, avec l'application de tous les critères montrent que :

Le critère de Décourt présente la plus grande valeur de capacité portante 5856.30 kN, ensuite le critère de Chin (Hyperbolique) 5173.30 kN, alors que le critère de De Beer présente la plus petite valeur de capacité portante 1965.69 kN. Le critère PARECT est non applicable.

Tableau 3.2 : L'essai de chargement statique vertical (sable)

1 ^{er} cycle					
Charge (kN)	1000	1500	2000	2500	3000
Tassement (mm)	4	6	10	20	40
2 ^{eme} cycle					
Charge (kN)	3500	4000	4500	5000	-
Tassement (mm)	80	126	200	320	-

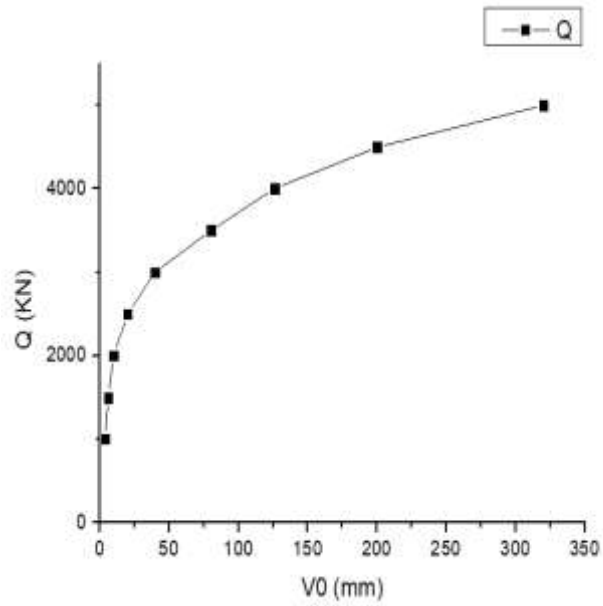


Figure 3.11 : Courbe charge-tassement (sable)

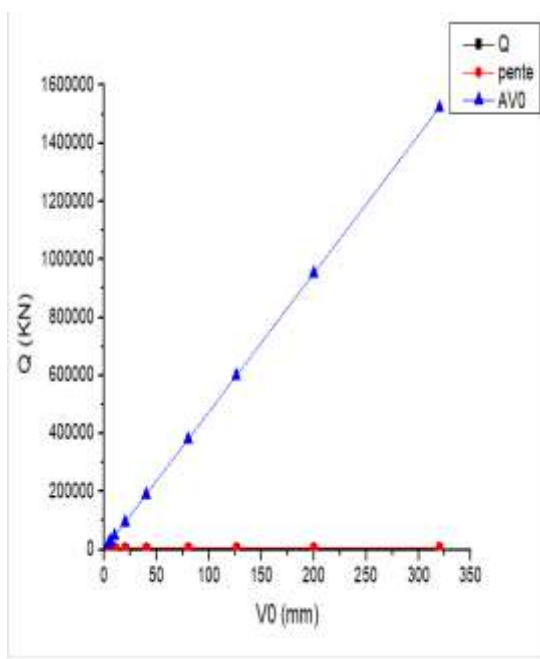


Figure 3.12 : Critère de Bulter et Hoy (sable)

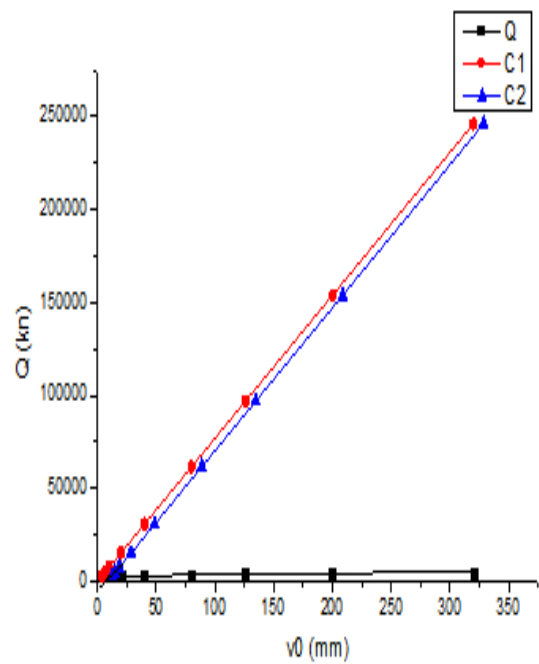


Figure 3.13 : Critère de Davisson (sable)

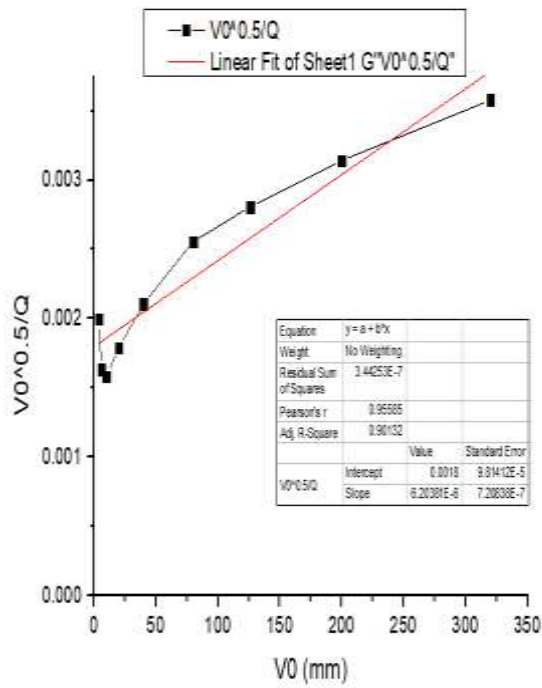


Figure 3.14 : Critère de Hansen (sable)

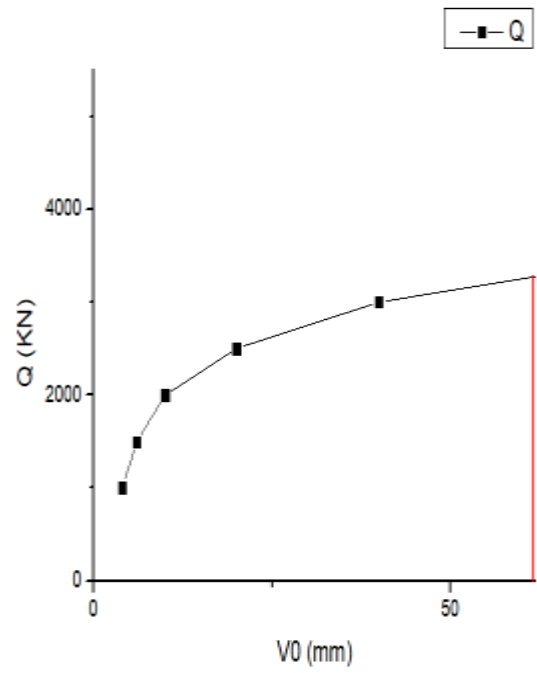


Figure 3.15 : Critère de 10% de B (sable)

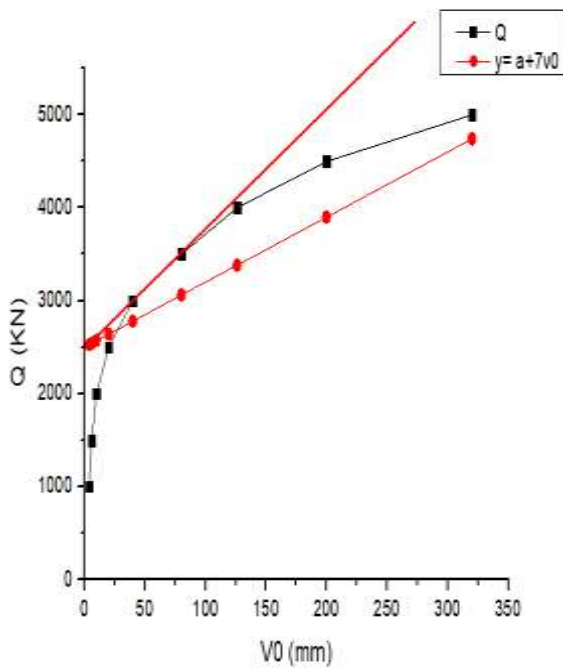


Figure 3.16 : Critère de Fuller et Hoy (sable)

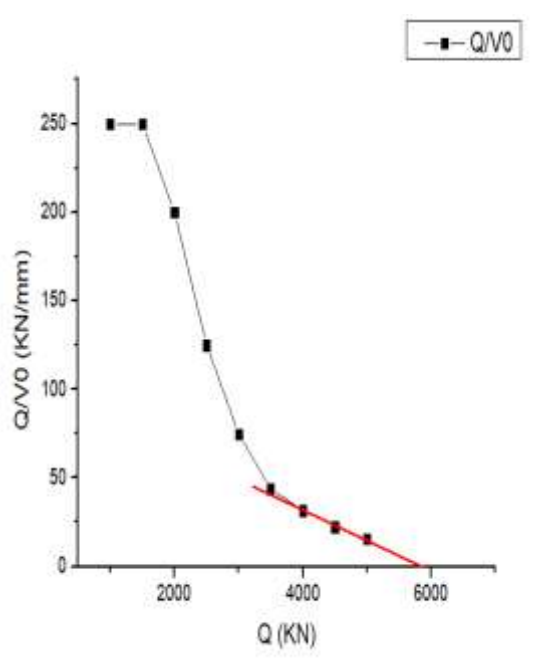


Figure 3.17 : Critère de Décourt (sable)

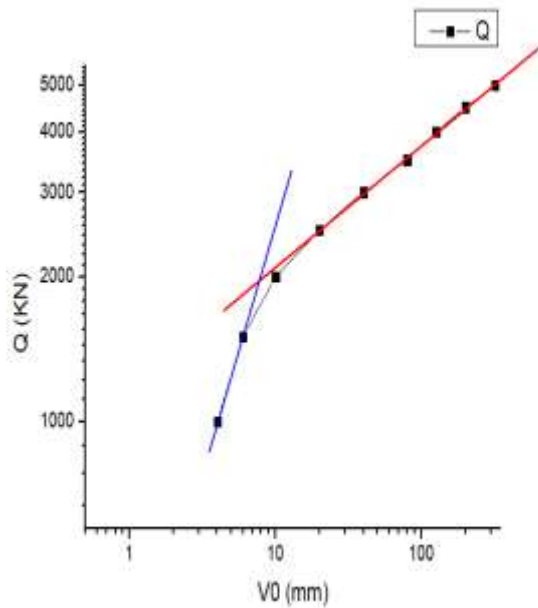


Figure 3.18 : Critère de De Beer (sable)

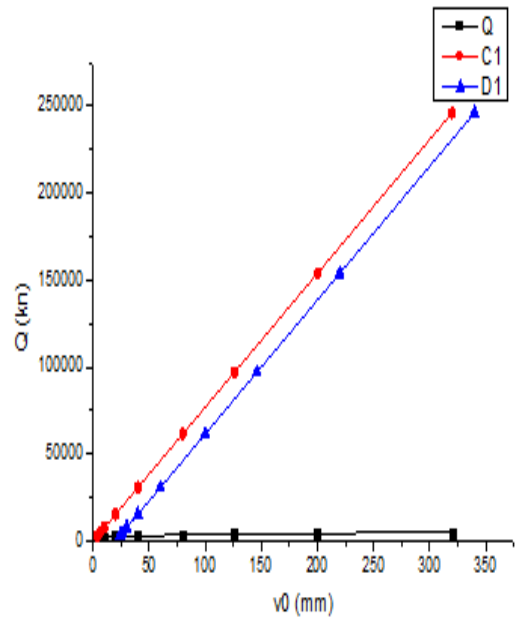


Figure 3.19 : Critère de FDOT (sable)

Le coefficient de corrélation R% de critère PARECT égal à 77%, donc on considère ce critère comme non applicable pour ce cas, car le coefficient de corrélation R% est inférieur à 84% (applicable si le pourcentage R% est plus ou égal à 84%).

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de $Q_1^{moyenne}$ et COV (%), déterminées à partir des critères précédents pour chaque pieu donné.

Sachent que :

$$Q_1^{moyenne} = \frac{Q_1^1 + Q_1^2 + \dots + Q_1^N}{N}$$

N : nombre de critères applicables

$$COV = \frac{Ecart-type}{Q_1^{moyenne}} \quad (3.7)$$

Avec :

Coefficient de variation (COV) : exprimé en %, c'est une mesure de la variation (dispersion) relative (en fonction de la moyenne).

C'est une mesure utile pour comparer la variabilité de deux ou plusieurs ensembles de données qui diffèrent considérablement de par l'ampleur des valeurs observées.

$$\sigma(Ecart-type) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (x_i - \mu)^2} \quad (3.8)$$

3.4 interprétation des courbes de chargement dans l'argile

Les figures ci-dessous représentent un exemple de la courbe de charge-déplacement de l'essai de chargement mené sur un pieu installé par battage, avec plusieurs critères.

Les caractéristiques géométriques pour cet exemple sont comme suivies :

- B (diamètre) = 0.381m.
- D (fiche) = 48m.
- D/B = 126.

Référence :

- Pays : Italie.
- Localisation : Garigliano.
- Ouvrage : Pont.
- N°. Document : 1373 (pieu06).

Le tableau en annexe 01 regroupe les caractéristiques de la base des données d'essais de chargement de pieu.

Tableau 3.3 : L'essai de chargement statique vertical (argile)

1 ^{er} cycle						
Charge (kN)	225	500	725	1000	1250	1475
Tassement (mm)	0.834	1.67	2.50	3.75	5.00	6.70
2 ^{eme} cycle						
Charge (kN)	1725	2000	2200	2450	2700	2950
Tassement (mm)	8.34	10.42	12.50	15.43	20.02	108

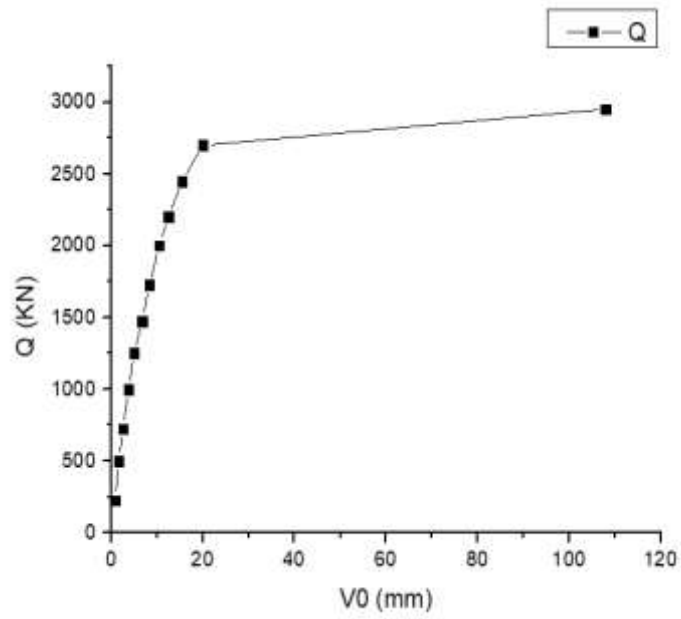


Figure 3.20 : Courbe charge-tassement (argile)

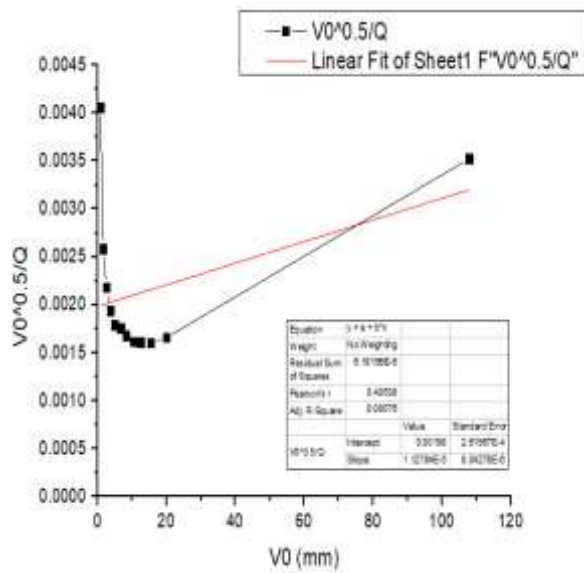


Figure 3.21 : Critère de Hansen (argile)

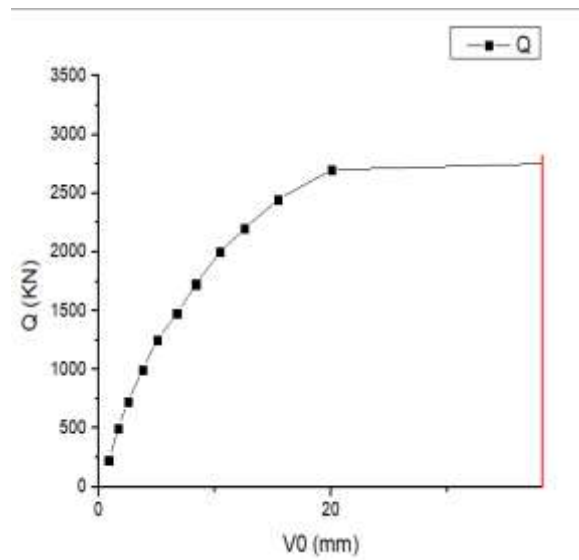


Figure 3.22 : Critère de 10% de B (argile)

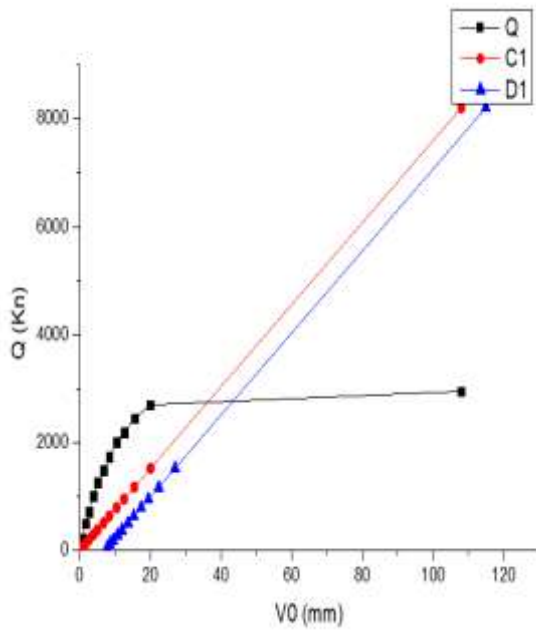


Figure 3.23 : Critère de Davisson (argile)

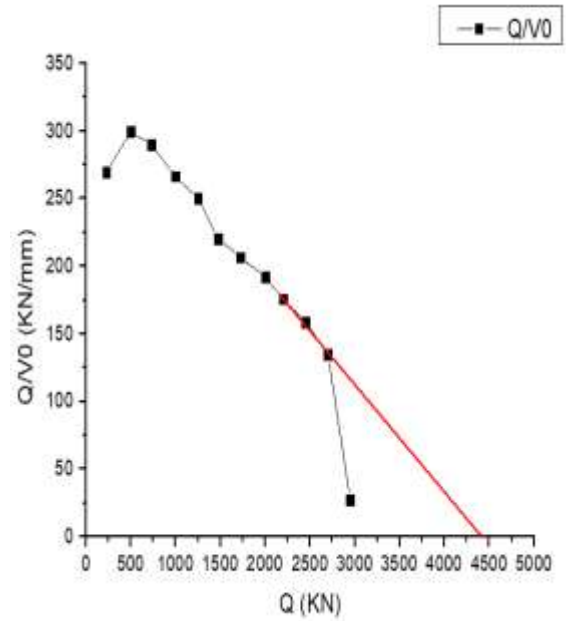


Figure 3.24 : Critère de Décourt (argile)

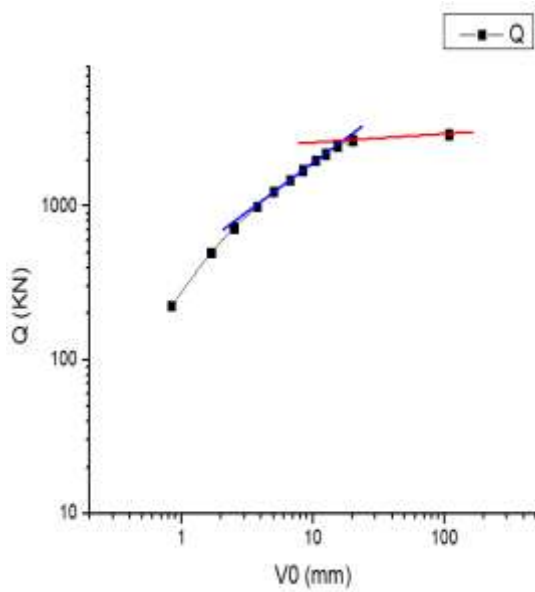


Figure 3.25 : Critère de De Beer (argile)

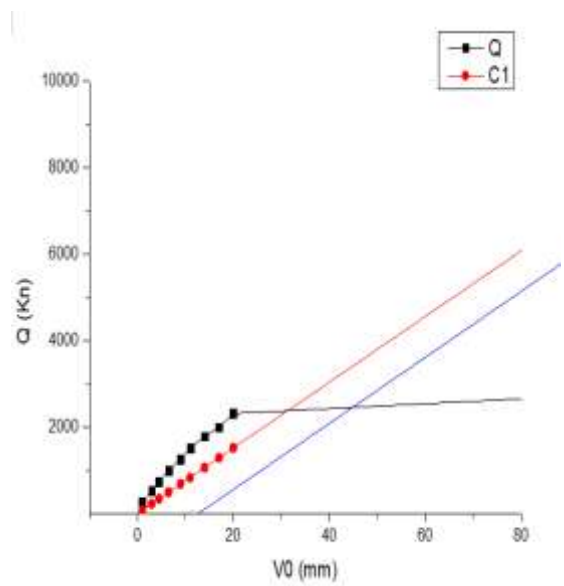


Figure 3.26 : Critère de FDOT (argile)

Les critères de Bulter et Hoy, et Fuller et Hoy sont non applicables pour ce cas, car la courbe ne présente pas une asymptote apparente (elle ne pas être tangente).

Le tableau 3.4 ci-dessous regroupe tous les résultats de la capacité portante verticale en kN, menés sur la base de données des essais de chargement statique, en appliquant tous les critères présentés déjà dans ce chapitre.

Tableau 3.4 : Résultats de capacité portante verticale en kN (argile)

Le critère	175- Pieu11	217- Pieu1	217- Pieu2	592- Pieu1	1373- Pieu5	1373- Pieu6
Chin (Hyperbolique)	2150.53	21882	7321.64	6213.57	3174.10	3183.40
Bulter et Hoy	885.45	-	6074.30	5959.75	-	-
Hansen	-	-	19500	11400	3532.09	3345.90
Davisson	-	-	-	5063.184	2423.476	2423.476
10% de B	-	-	-	-	2418.57	2752.32
Décourt	1189.15	10311.82	6837.97	-	3104.59	4420.82
De Beer	-	-	-	4143.21	2316.81	2671.35
Van der Veen	1057.75	11848.35	5747.82	5315.90	2885.95	2987.84
Fuller et Hoy	723.21	2986.99	1508.36	1538.69	-	-
FDOT	-	-	-	-	2454.744	2454.744
PARECT	-	7961.540	5485.577	5026.445	2660.160	2937.500

Les résultats de capacité portante vertical montrent que :

Le critère Décourt présente la plus grande valeur de capacité portante 10311.82 kN, ensuite le critère Chin (Hyperbolique) de 7321.64 kN, alors que le critère de Fuller et Hoy présente la plus petite valeur de capacité portante 723.21 kN.

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de $Q_1^{moyenne}$ et COV, déterminées à partir des critères précédents pour chaque pieu donné.

3.5 interprétation des courbes de chargement dans la marne

Les figures ci-dessous représentent un exemple de la courbe de charge-déplacement de l'essai de chargement mené sur un pieu foré, avec plusieurs critères.

Les caractéristiques géométriques pour cet exemple sont comme suivies :

- $B = 0.68\text{m}$.
- $D = 16.5\text{m}$.
- $D/B = 23.53$.

Référence :

- Pays : France.
- Localisation : Créteil.
- Ouvrage : Projet de recherche.
- N°. Document : 592 (Pieu 03).

Le tableau en annexe 01 regroupe les caractéristiques de la base des données d'essais de chargement de pieu.

Tableau 3.5 : L'essai de chargement statique vertical (marne)

1 ^{er} cycle						
Charge (kN)	325	650	975	1300	1625	1950
Tassement (mm)	0.210	0.410	1.120	2.640	4.780	8.220
2 ^{eme} cycle						
Charge (kN)	2275	2600	2925	3250	3575	-
Tassement (mm)	12.80	18.48	26.41	36.00	49.33	-

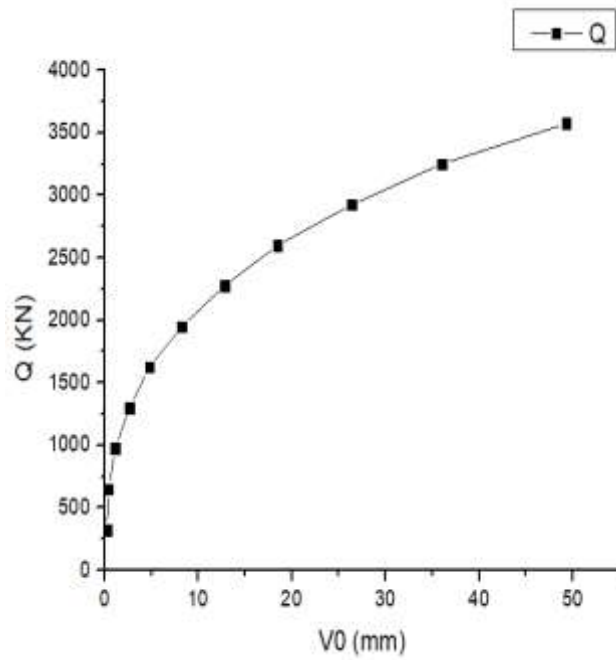


Figure 3.27 : Courbe charge-tassement (marne)

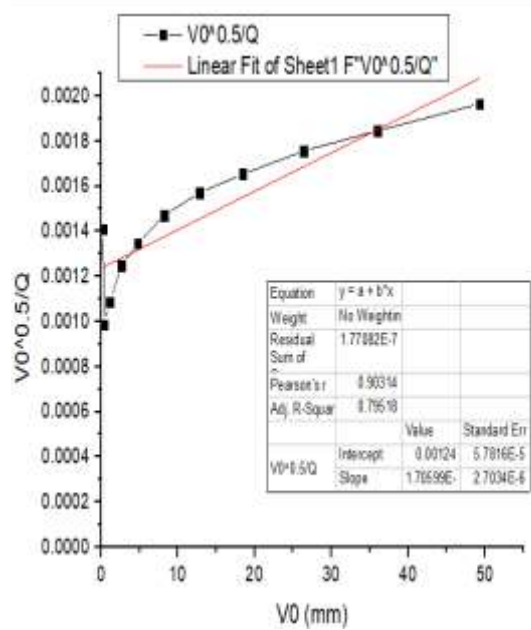
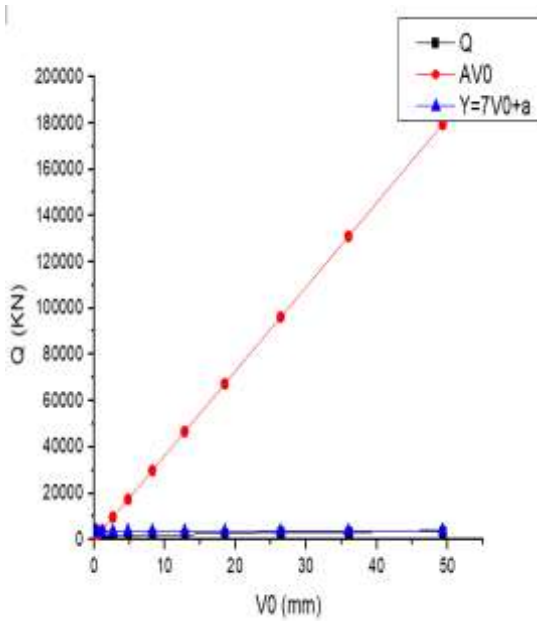


Figure 3.28 : Critère de Bulter et Hoy (marne) Figure 3.29 : Critère de Hansen (marne)

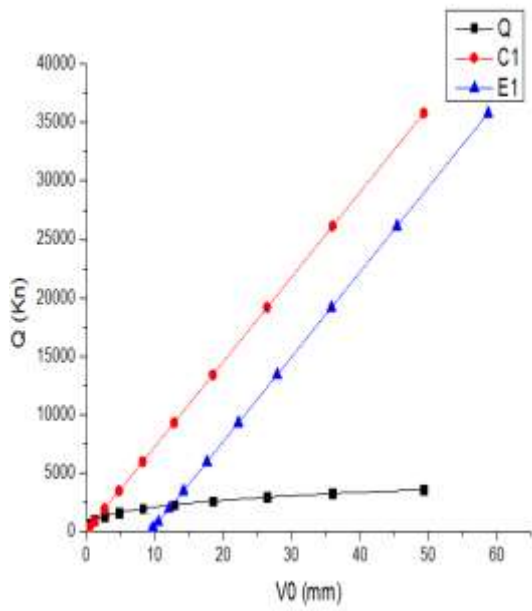


Figure 3.30 : Critère de Davisson (marne)

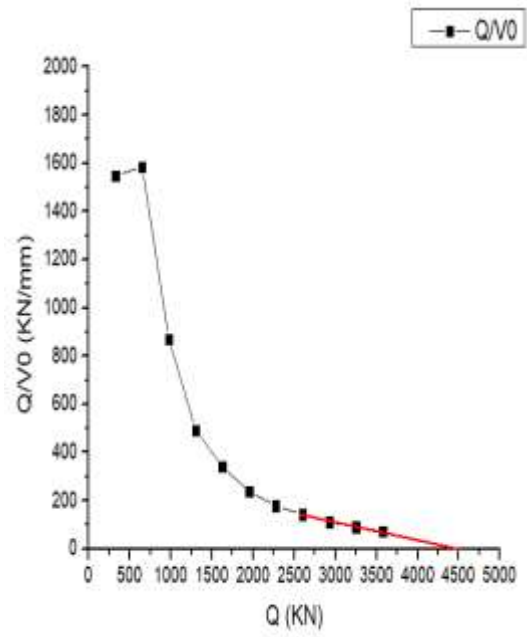


Figure 3.31 : Critère de Décourt (marne)

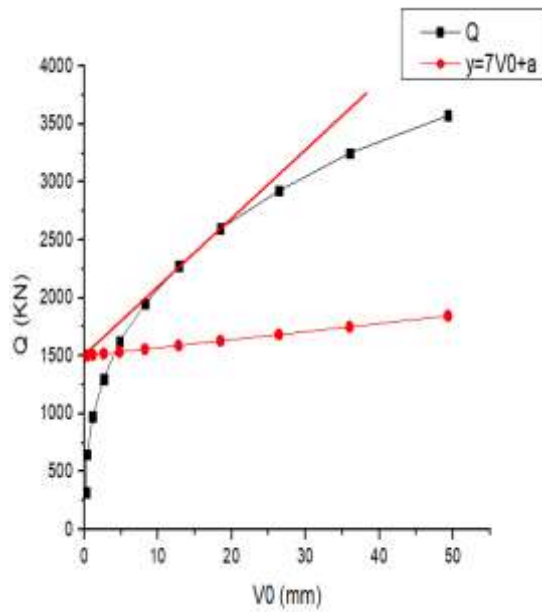


Figure 3.32 : Critère de Fuller et Hoy (marne)

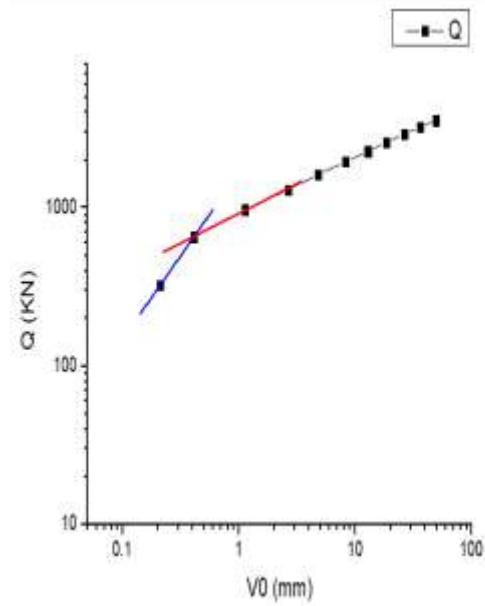


Figure 3.33 : Critère de De Beer (marne)

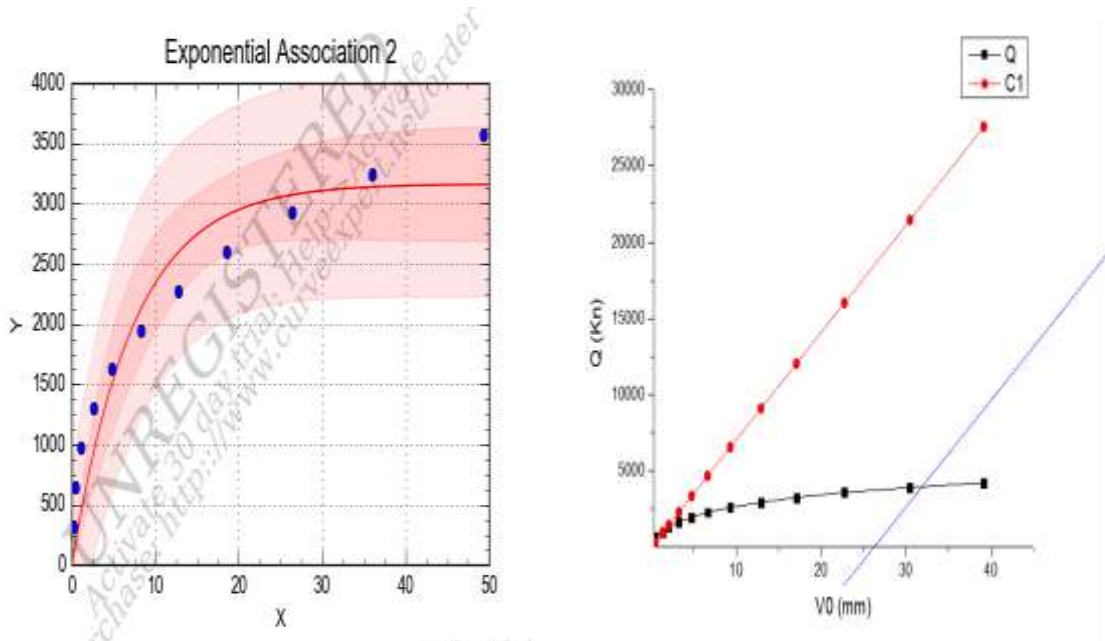


Figure 3.34 : Critère de Van der Veen (marne) **Figure 3.35** : Critère de FDOT (marne)

Le coefficient de corrélation R% de critère PARECT égal à 72%, donc on considère ce critère comme non applicable pour ce cas, car le coefficient de corrélation R% est inférieur à 84% (applicable si le pourcentage R% est plus ou égal à 84%). Le critère de 10% de B est non applicable pour ce cas, car les valeurs de tassement sont petites par rapport à B/10.

Le tableau 3.6 ci-dessous récapitule tous les résultats des valeurs de la capacité portante verticale en kN, menés sur la base de données des essais de chargement statique, en appliquant tous les critères présentés déjà dans ce chapitre.

Tableau 3.6 : Résultats de capacité portante verticale en kN (marne)

Le critère	592-Pieu2	592-Pieu3
Chin (Hyperbolique)	4527.90	3700.07
Bulter et Hoy	3878.63	3839
Hansen	4653.84	3437.72
Davisson	2982.31	2313.956
10% de B	-	-

Décourt	7257.08	4501.46
De Beer	1881.42	653.96
Van der Veen	3848.17	3162.69
Fuller et Hoy	1944.27	2263.77
FDOT	3961.67	2959.417
PARECT	-	-

Les résultats de capacité portante vertical de tableau 3.6 indiquent que :

Le critère Décourt présente la grande valeur de capacité portante, de 4501.46 kN. Le critère De Beer présente la petite valeur de capacité portante, de 653.96 kN. Les critères PARECT, et 10% de B sont non applicables.

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de Q_1 moyenne et COV, déterminées à partir des critères précédents pour chaque pieu donné.

3.6 interprétation des courbes de chargement dans le sol multicouche

Les figures ci-dessous représentent un exemple de la courbe de charge-déplacement de l'essai de chargement mené sur un pieu installé par battage, avec plusieurs critères.

Les caractéristiques géométriques pour cet exemple sont comme suivies :

- B (diamètre) = 0.456m.
- D (fiche) = 10m.
- D/B = 22.

Référence :

- Pays : France.
- Localisation : Dun Kirk (Zip des Huttes).
- Ouvrage : Projet de recherche.
- N°. Document : 300 (ICSSMGE'2001).

Le tableau en annexe 01 regroupe les caractéristiques de la base des données d'essais de chargement de pieu.

Le tableau en annexe 02 de ce mémoire regroupe les résultats des valeurs de la capacité portante verticale en kN, menés sur la base de données des essais de chargement statique, en appliquant tous les critères étudiés déjà dans ce chapitre.

Tableau 3.7 : Résultats de capacité portante verticale en kN (sol multicouche)

Le critère	Q _L (kN)
Chin (Hyperbolique)	3128.41
Bulter et Hoy	2715.17
Hansen	2807.54
Davisson	2198.26
10% de B	-
Décourt	3074.41
De Beer	2036.87
Van der Veen	2511.49
Fuller et Hoy	1502.36
FDOT	2203.59
PARECT	2490.99

Les résultats de la capacité portante de l'exemple illustré au tableau 3.7, avec l'application de tous les critères montrent que : le critère de Chin (Hyperbolique) présente la plus grande valeur de capacité portante 3128.41 kN, ensuite le critère Décourt, de 3074.41 kN. Le critère Fuller et Hoy présente la petite valeur de capacité portante, de 1502.36 kN. Le critère de 10% de B est non applicable pour ce cas.

Tableau 3.8 : L'essai de chargement statique vertical (sol multicouche)

Charge (kN)	500	1000	1500	2000	2500	2727.30
Tassement (mm)	0.91	2.27	4.10	7.73	18.20	32.00

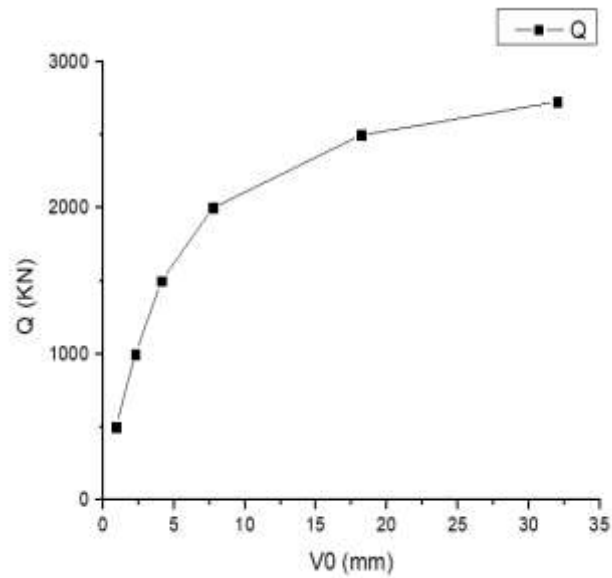


Figure 3.36 : Courbe de charge-tassement (sol multicouche)

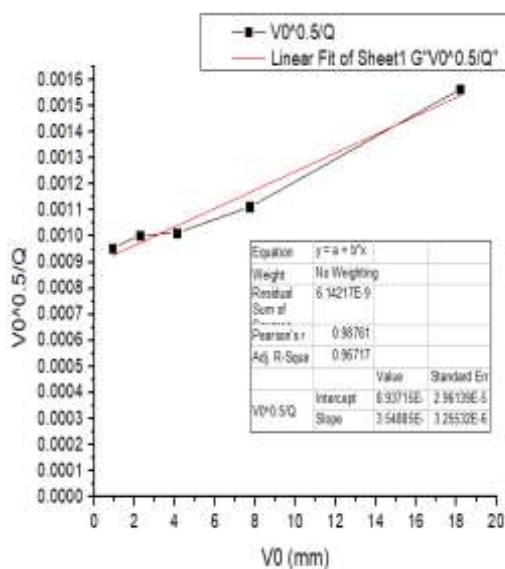


Figure 3.37 : Critère de Hansen (sol multicouche)

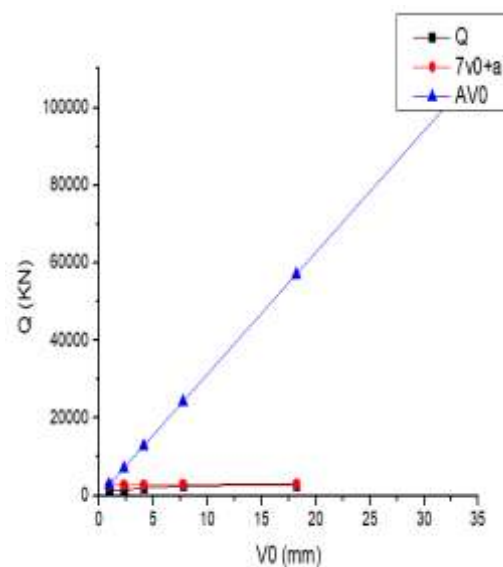


Figure 3.38 : Critère de Bulter-Hoy (sol multicouche)

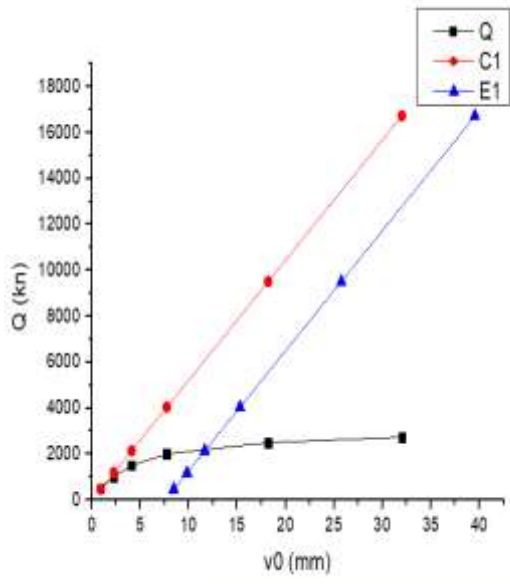


Figure 3.39 : Critère de Davisson
(sol multicouche)

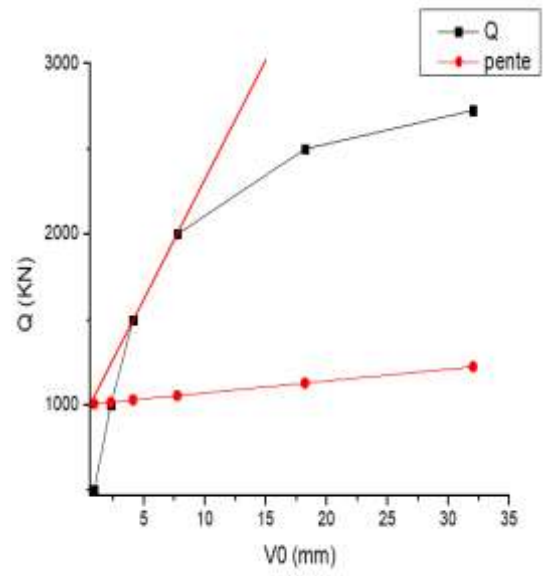


Figure 3.40 : Critère de Fuller-Hoy
(sol multicouche)

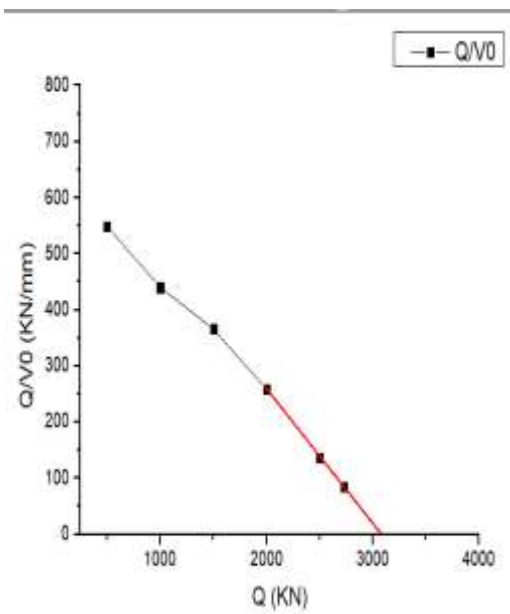


Figure 3.41 : Critère de Décourt
(sol multicouche)

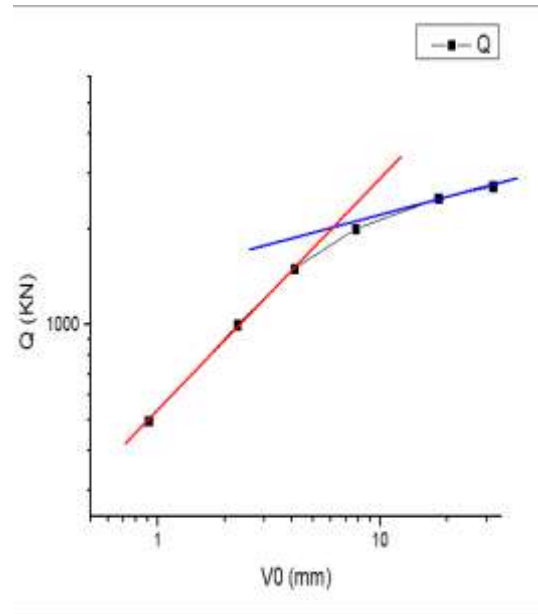


Figure 3.42 : Critère de De Beer
(sol multicouche)

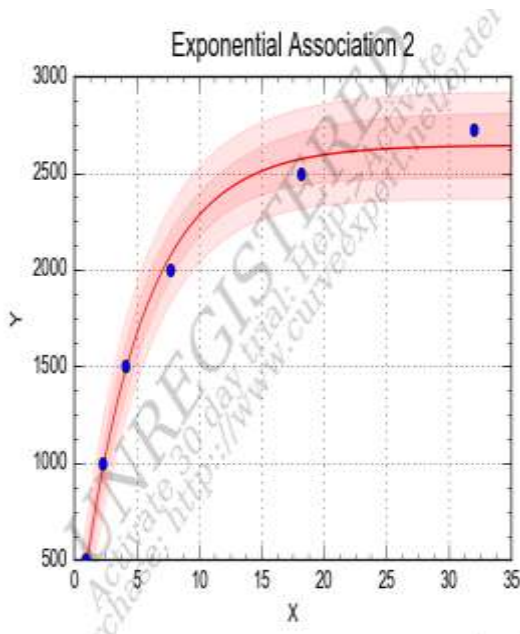


Figure 3.43 : Critère de Van der Veen
(sol multicouche)

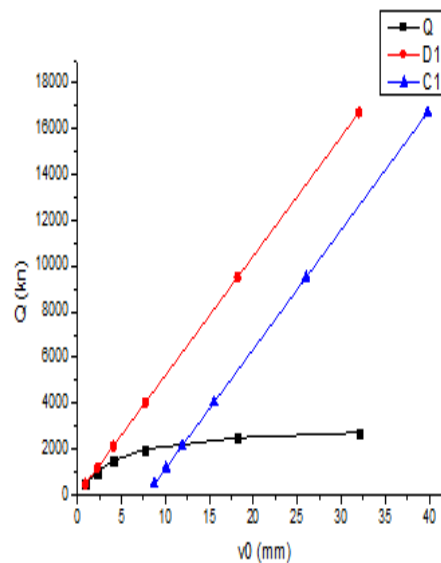


Figure 3.44 : Critère de FDOT
(sol multicouche)

Le critère conventionnel (10% de B) est non applicable dans ce cas, car les valeurs de tassement sont petites par rapport à B/10.

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de Q_1 moyenne et COV, déterminées à partir des critères précédents pour chaque pieu donné.

3.7 conclusion

Ce chapitre nous a permis de constater la variété des critères d'estimation de la capacité portante des pieux isolés chargés verticalement en interprétant les courbes charge-tassement obtenues d'un essai sur pieu. D'après l'interprétation et l'analyse statistique des courbes de chargement, il a été constaté que la détermination de la capacité portante aboutit à une grande différence de valeur, ce qui nécessite d'ordonner ces critères pour recommander le critère donnant la valeur la plus exacte, la plus précise, tout en respectant la sécurité (sous-estimation de la capacité portante). Ce classement se fait par rapport à la valeur moyenne de Q_L .

Chapitre 4

*Etude comparative et classement des
critères de capacité portante*

4.1 introduction

On présente dans ce chapitre une étude comparative des différents critères de capacité portante selon la nature de sol (sable, argile, marne, et multicouche). Au début nous allons déterminer la fréquence d'application des critères. Ensuite nous allons présenter une étude statistique d'un paramètre appelé rapport de capacité portante, en déterminant sa moyenne, son écart type, le coefficient de variation, sa médiane, et sa marge. En ajustant l'histogramme du rapport de capacité portante par la fonction de probabilité de gauss, on en déduira les valeurs de l'écart type σ , la moyenne μ , le coefficient de régression R, et la fréquence relative max de l'histogramme. Alors, selon ces paramètres statistiques, nous allons faire un classement général des critères de capacité portante, et recommander une ou plusieurs critères en fonction de la nature du sol.

4.2 étude comparative et classement des critères dans le sable

4.2.1 résultats de la fréquence d'application des critères

On définit la « Fréquence d'application » d'un critère par le nombre des cas où le critère est applicable rapporté au nombre total des cas en %. Alors qu'une fréquence de 100% correspond à un critère applicable à tous les cas étudiés, une fréquence nulle correspond à un critère non applicable.

Tableau 4.1 : Résultats de la fréquence des critères (sable)

Le critère	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
La fréquence (%)	91.42	88.57	58.09	13.33	38.09	94.28	66.66	100	8.57	85.71	81.90

Comme le montre le tableau 4.1, le critère de Chin, Décourt, et Van der Veen représentent les plus grands pourcentages de fréquence, 91.42%, 94.28%, 100 % respectivement. Les critères de Davisson, et Fuller-Hoy représentent les petits pourcentages de fréquence, 13.33%, 8.57% respectivement.

4.2.2 étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante

On définit le "rapport de capacité portante" par le coefficient λ , tel que :

$$\lambda = \frac{Ql(\text{critère})}{Ql(\text{moyenne})}$$

Le tableau en annexe 02 regroupe les valeurs de facture λ , avec l'application de tous les critères pour chaque pieu donné. Le tableau 4.2 ci-dessous récapitule le pourcentage des valeurs de λ supérieure à 1 (sur-estimation) et inférieure à 1 (sous-estimation) pour chaque critère étudié.

Tableau 4.2 : Répartition des valeurs de λ (sable)

Le Critère	Le % des valeurs de λ supérieures à 1	Le % des valeurs de λ inférieures à 1
Chin (Hyperbolique)	87.76	12.24
Bulter et Hoy	18.28	81.72
Fuller et Hoy	13.33	86.67
Hansen	58.07	41.93
Davisson	7.15	92.85
Décourt	88.89	11.11
De Beer	1.43	98.57
Van der Veen	57.15	42.85
FDOT	11.12	88.88
10% de B	78.05	21.95
PARECT	48.84	51.16

Les résultats du tableau 4.2 montrent que :

Les critères de Davisson, De Beer présentent les plus grands pourcentages des valeurs sous-estimé ($\lambda < 1$) 92.85%, et 98.57% respectivement, donc sont les plus sécuritaires. Le critère de Décourt présente le grand pourcentage des valeurs sur-estimé ($\lambda > 1$) 88.89%, alors qu'il présente un pourcentage faible des valeurs sous-estimé 11.11% ($\lambda < 1$).

4.2.3 étude statistique du rapport de capacité portante

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de λ moyenne et COV (%), déterminées à partir de tous les critères pour chaque pieu donné.

Le tableau 4.3 ci-dessous présente les résultats de l'étude statistique de λ pour chaque critère.

Le tableau 4.3 : Les résultats de l'étude statistique de λ (sable)

Le Critère	λ moyenne	Écart type	COV (%)	La médiane	La marge
Chin (Hyperbolique)	1.387	0.71	51.23	1.35	[0.06: 7.16]
Bulter et Hoy	0.780	0.22	28.83	0.75	[0.02: 1.24]
Hansen	0.958	0.38	39.66	1.05	[0.01: 1.65]
Davison	0.732	0.22	29.68	0.78	[0.13: 1.03]
Décourt	1.580	0.70	44.60	1.54	[0.06: 4.89]
De Beer	0.364	0.20	55.34	0.33	[0.01: 1.03]
Van der Veen	1.304	0.94	72.28	1.02	[0.13: 6.77]
Fuller et Hoy	0.386	0.23	59.19	0.35	[0.01: 1.57]
FDOT	0.742	0.22	29.23	0.75	[0.33: 1.04]
10% de B	1.133	0.28	25.04	1.13	[0.05: 1.59]
PARECT	0.964	0.37	38.10	0.99	[0.02: 1.70]

Il est remarquable, d'après l'analyse statistique de λ illustrée au tableau 4.3, que :

Les valeurs de λ moyenne sont comprises entre 0.364 et 1.580. Le coefficient de variation COV paraît un pourcentage variant entre 25.04% et 72.28%, ce qu'explique une dispersion variable d'un critère à l'autre, le critère de 10% de B donne la plus faible dispersion 25.04%, et le critère de Van der Veen donne la plus grand dispersion 72.28%. Les critères de Chin (Hyperbolique), et Van der Veen présentent la plus grande marge et donc la plus grand d'écart type (SD).

4.2.4 présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère

Chaque histogramme donné des valeurs de λ pour un critère est ajusté sur la base de la technique des moindres carrés par la fonction de probabilité de gauss (voir la figure 4.1).

$$\text{Prob}(\lambda) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$$

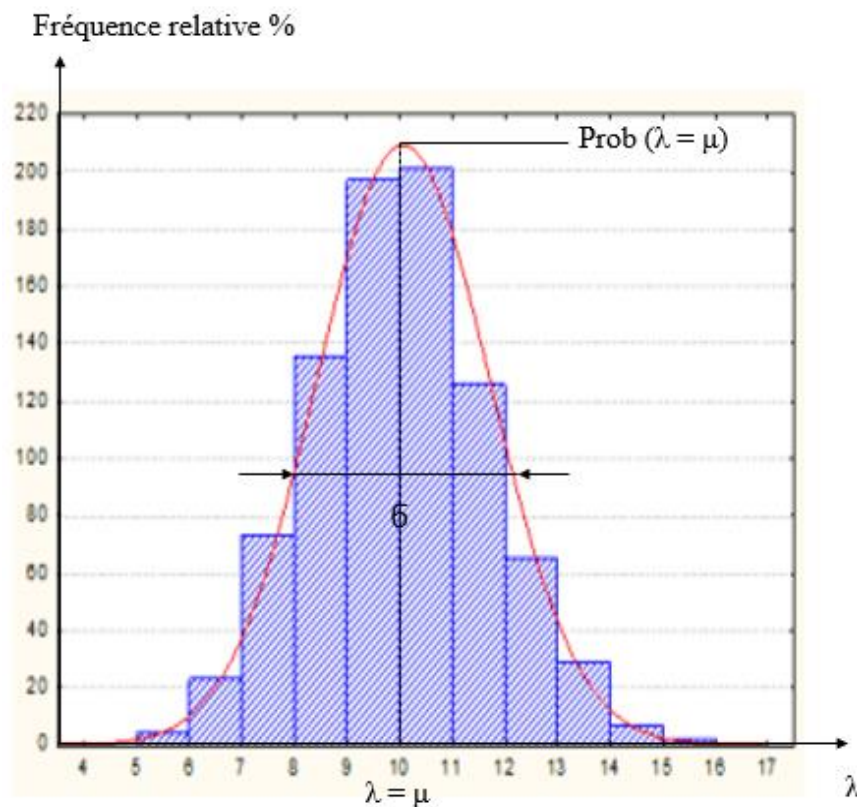


Figure 4.1 : Schéma représentatif par la fonction de probabilité de gauss

De cet ajustement, on détermine :

- La moyenne μ qui nous indique sur l'exactitude d'une méthode. Si $\mu = 1 \rightarrow$ la méthode est idéalement exacte.
- L'écart type σ qui nous indique sur la précision d'une méthode. Si $\sigma = 0 \rightarrow$ pas de dispersion autour de la valeur $\mu \rightarrow$ méthode est idéalement précise.
- Probabilité max : $\text{prob}(\lambda = \mu)$.

Le tableau 4.4 ci-dessous présente les résultats des paramètres statistiques résultant de l'ajustement de l'histogramme de λ pour un critère donné par la probabilité de gauss. L'ajustement est fait par logiciel Origin Pro 9.0.

Tableau 4.4 : Résultats des paramètres statistiques (sable)

Le critère	La moyenne μ	L'écart type σ	Fréquence relative max	Coefficient de régression R (%)
Davisson	0.767	0.076	36.43	88.99
FDOT	0.715	0.024	33.32	27.88
Hansen	1.099	0.154	33.92	88.31
PARECT	0.997	0.229	27.68	90.92
Décourt	1.516	0.378	37.37	98.53
Fuller et Hoy	0.348	0.139	52.55	98.94
Bulter et Hoy	0.764	0.183	38.81	87.63
Chin (Hyperbolique)	1.336	0.418	91.02	99.97
10% de B	1.174	0.211	36.56	98.34
Van der Veen	0.943	1	43.77	74.81
De Beer	0.318	0.092	31.44	93.70

Le coefficient de régression R% étant dans les critères Chin (Hyperbolique), Fuller et Hoy, Décourt, 10% de B, De Beer, et PARECT ont un pourcentage supérieur à 99.97 %, 98.94%, 98.53%, 98.34%, 93.70%, et 90.92% respectivement, ce qui signifie une bonne qualité d'ajustement.

On constate que les critères PARECT, Van der Veen, et Hansen ont des valeurs de la moyenne μ la plus proche à 1, 0.94, et 1.09 respectivement (exactitude idéal). Les critères de Davisson, et FDOT ont des valeurs de l'écart type la plus proche à zéro, de 0.07, et 0.02 respectivement (une bonne précision).

Les figures ci-dessous présentent les histogrammes des critères de capacité portante qui ajustés par la loi de gauss, appliqué par logiciel Origin Pro 9.0.

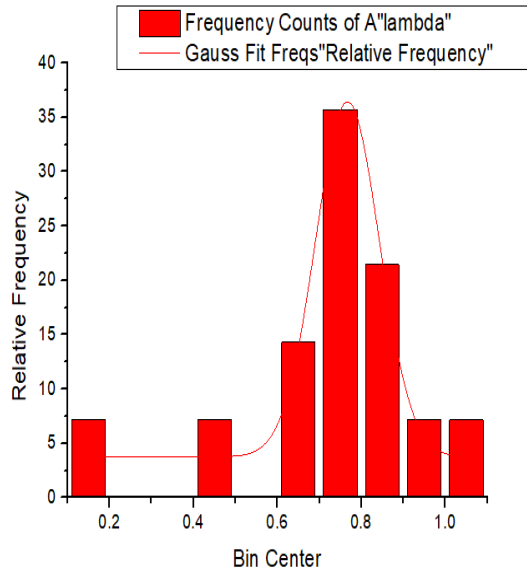


Figure 4.2: Critère de Davisson (sable)

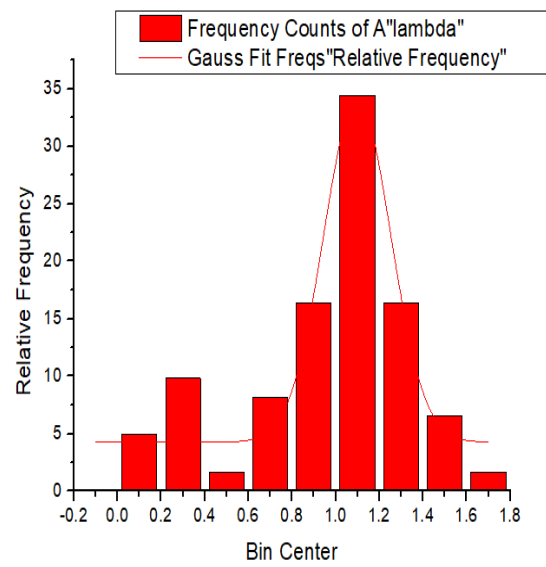


Figure 4.3 : Critère de Hansen (sable)

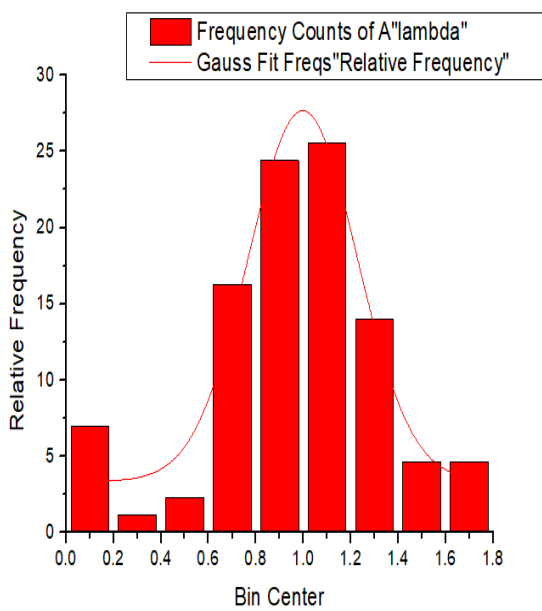


Figure 4.4 : Critère PARECT (sable)

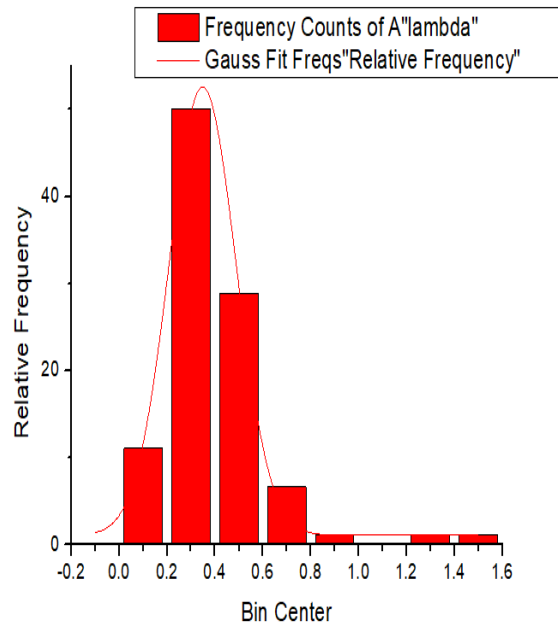


Figure 4.5 : Critère de Fuller et Hoy (sable)

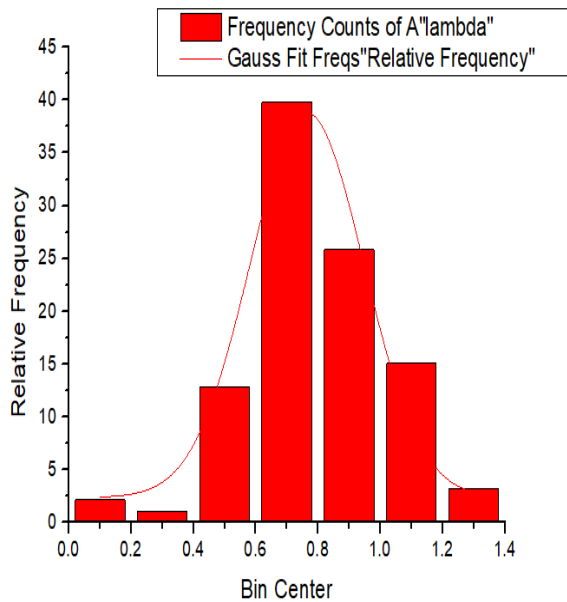


Figure 4.6 : Critère de Bulter et Hoy (sable)

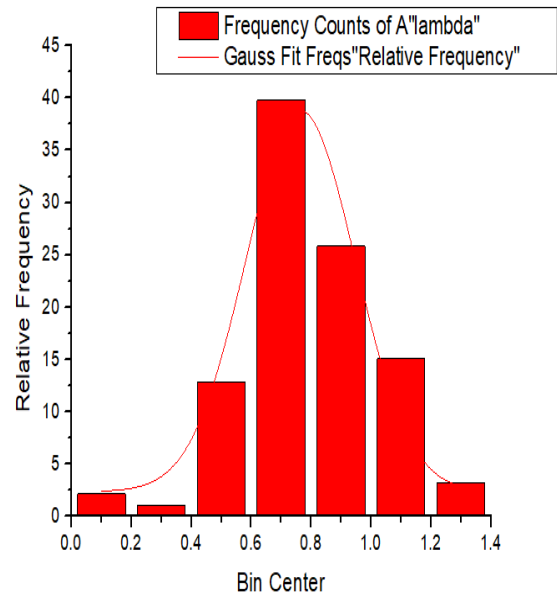


Figure 4.7 : Critère de Chin (sable)

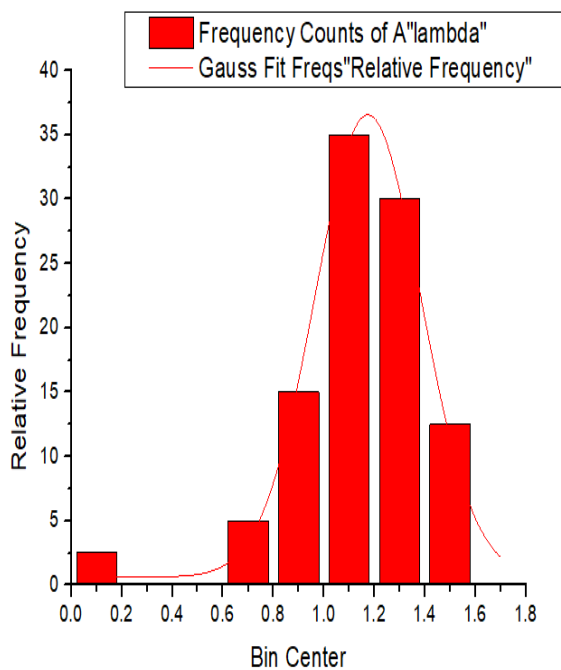


Figure 4.8 : Critère de 10% de B (sable)

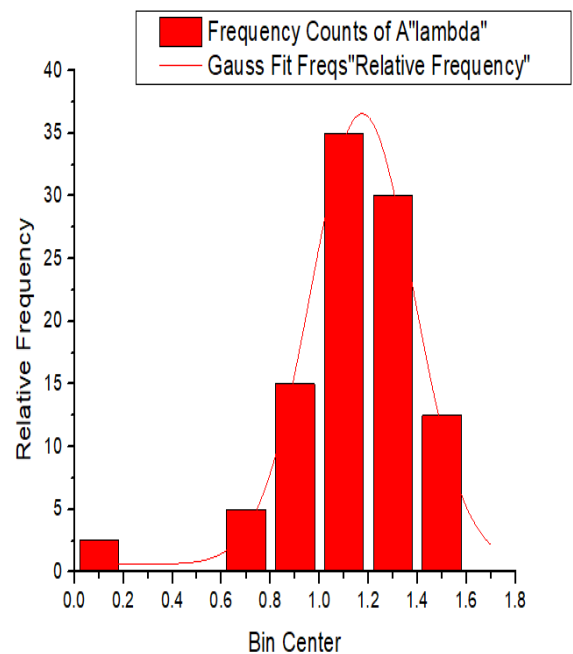


Figure 4.9 : Critère de De Beer (sable)

4.2.5 classement général des critères de capacité portante

Le classement est établi selon les paramètres statistiques étudiés précédente.

4.2.5.1 classement des critères selon la fréquence d'application

Le tableau 4.5 ci-dessous présente le classement des critères de capacité portante selon la fréquence d'application en %.

Tableau 4.5 : Classement des critères selon la fréquence d'application (sable)

Le critère	La fréquence d'application en %	Le classement
Van der Veen	100	1 ^{ère}
Décourt	94.28	2 ^{ème}
Chin	91.42	3 ^{ème}
Bulter et Hoy	88.57	4 ^{ème}
FDOT	85.71	5 ^{ème}
PARECT	81.90	6 ^{ème}
De Beer	66.66	7 ^{ème}
Hansen	58.09	8 ^{ème}
10% de B	38.09	9 ^{ème}
Davisson	13.33	10 ^{ème}
Fuller et Hoy	8.57	11 ^{ème}

Le critère de Van der Veen présente le plus grand pourcentage de fréquence 100%, alors est le premier au classement selon la fréquence d'application.

4.2.5.2 classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)

Le tableau 4.6 regroupe le classement des critères de capacité portante selon la moyenne.

Tableau 4.6 : Classement des critères selon la moyenne μ (sable)

Le critère	La moyenne μ	Le classement
PARECT	0.997	1 ^{ère}
Van der Veen	0.943	2 ^{ème}

Hansen	1.110	3 ^{ème}
10% de B	1.174	4 ^{ème}
Davisson	0.767	5 ^{ème}
Bulter et Hoy	0.764	6 ^{ème}
FDOT	0.715	7 ^{ème}
Chin	1.336	8 ^{ème}
Décourt	1.516	9 ^{ème}
Fuller et Hoy	0.348	10 ^{ème}
De Beer	0.318	11 ^{ème}

Le critère PARECT présente la valeur la plus proche à 1 (exactitude idéale), de 0.997, est donc le premier au classement selon l'exactitude.

4.2.5.3 classement des critères selon l'écart type σ (précision)

Le tableau 4.7 regroupe le classement des critères de capacité portante selon l'écart type.

Tableau 4.7 : Classement des critères selon l'écart type (sable)

Le critère	L'écart type σ	Le classement
FDOT	0.024	1 ^{ère}
Davisson	0.076	2 ^{ème}
De Beer	0.092	3 ^{ème}
Fuller et Hoy	0.139	4 ^{ème}
Hansen	0.154	5 ^{ème}
Bulter et Hoy	0.183	6 ^{ème}
10% de B	0.211	7 ^{ème}

PARECT	0.229	8 ^{ème}
Décourt	0.378	9 ^{ème}
Chin	0.418	10 ^{ème}
Van der Veen	1	11 ^{ème}

Le critère de FDOT présente la valeur la proche de zéro (précision idéale), de 0.024, est donc le premier au classement selon la précision.

4.2.5.4 classement des critères selon la sous-estimation (sécurité)

Le tableau 4.8 présente le classement des critères selon les cas sous-estimé ($\lambda < 1$).

Tableau 4.8 : Classement selon les cas sous-estimé $\lambda < 1$ (sable)

Le critère	Les cas sous-estimé ($\lambda < 1$) en %	Le classement
De Beer	98.57	1 ^{ère}
Davisson	92.85	2 ^{ème}
FDOT	88.88	3 ^{ème}
Fuller et Hoy	86.67	4 ^{ème}
Bulter et Hoy	81.72	5 ^{ème}
PARECT	51.16	6 ^{ème}
Van der Veen	42.85	7 ^{ème}
Hansen	41.93	8 ^{ème}
10% de B	21.95	9 ^{ème}
Chin	12.24	10 ^{ème}
Décourt	11.11	11 ^{ème}

Le critère de De Beer présente le plus grand pourcentage des cas sous-estimé ($\lambda < 1$), de 98.57%, est donc le premier au classement selon la sécurité.

4.2.5.5 classement général des critères de capacité portante

Le tableau 4.9 présente le classement général des critères de capacité portante selon la sommation de tous les classements précédents.

Tableau 4.9 : Classement général des critères (sable)

Le critère	Somme des classements	Classement général
FDOT	16	1 ^{ère}
Davisson	19	2 ^{ème}
Van der Veen	21	3 ^{ème}
Bulter et Hoy	21	3 ^{ème}
PARECT	21	3 ^{ème}
De Beer	22	4 ^{ème}
Hansen	24	5 ^{ème}
Fuller et Hoy	29	6 ^{ème}
10% de B	29	6 ^{ème}
Chin	31	7 ^{ème}
Décourt	31	7 ^{ème}

D'après le tableau 4.9, le classement général des critères montre que le critère de FDOT est le premier. Il est le meilleur critère de capacité portante dans le sable.

4.3 étude comparative et classement des critères dans l'argile

4.3.1 résultats de la fréquence d'application des critères

Le tableau 4.10 ci-dessous présente les résultats de la fréquence en %, à partir des différents critères.

Tableau 4.10 : Résultats de la fréquence d'application des critères (argile)

Le critère	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
La fréquence (%)	100	50	66.66	50	33.33	83.33	50	100	66.66	33.33	83.33

Comme le montre le tableau 4.10, les critères de Chin, et Van der Veen représentant la plus grande fréquence, de 100 %. Les critères Bulter et Hoy, Davisson, et De Beer représentant un pourcentage équilibré de fréquence, de 50%. Les critères de FDOT, et 10% de B représentant la petite valeur de fréquence, de 33.33%.

4.3.2 étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante

Le tableau en annexe 02 regroupe les valeurs de facture λ , avec l'application de tous les critères pour chaque pieu donné. Le tableau 4.11 ci-dessous récapitule le pourcentage des valeurs de λ supérieure à 1 (sur-estimation) et inférieure à 1 (sous-estimation) pour chaque critère étudié.

Tableau 4.11 : Répartition des valeurs de λ (argile)

Le Critère	Le % des valeurs de λ supérieures à 1	Le % des valeurs de λ inférieures à 1
Chin (Hyperbolique)	16.66	83.34
Bulter et Hoy	33.33	66.67
Fuller et Hoy	0	100
Hansen	100	0

Davisson	0	100
Décourt	40	60
De Beer	0	100
Van der Veen	33.33	66.66
FDOT	0	100
10% de B	0	100
PARECT	0	100

Les résultats du tableau 4.11 montrent que :

Les critères de Fuller et Hoy, Davisson, De Beer, FDOT, 10% de B, et PARECT présentent le plus grand pourcentage des cas sous-estimé ($\lambda < 1$), de 100%, est donc sont les plus sécuritaires. Le critère Hansen présente le pourcentage le plus grand des cas sur-estimé ($\lambda > 1$), de 83.34%, alors qu'il présente le pourcentage le plus faible des cas sous-estimé ($\lambda < 1$).

4.3.3 étude statistique du rapport de capacité portante

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de λ moyenne et COV (%), déterminées à partir de tous les critères pour chaque pieu donné. Le tableau 4.12 ci-dessous présente les résultats de l'étude statistique de λ pour chaque critère.

Le tableau 4.12 : Les résultats de l'étude statistique de λ (argile)

Le critère	λ moyenne	Écart type (SD)	COV (%)	La médiane	La marge
Chin (Hyperbolique)	1.344	0.43	32.04	1.13	[0.97 : 1.98]
Bulter et Hoy	0.871	0.17	19.91	0.81	[0.73 : 1.06]
Hansen	1.756	0.69	39.58	1.66	[1.10 : 2.60]
Davisson	0.861	0.05	6.19	0.87	[0.80 : 0.90]

Décourt	1.084	0.22	20.89	0.99	[0.93 : 1.46]
De Beer	0.820	0.07	8.81	0.83	[0.74 : 0.88]
Van der Veen	0.951	0.11	11.92	0.97	[0.76 : 1.07]
Fuller et Hoy	0.337	0.18	53.19	0.27	[0.20 : 0.60]
FDOT	0.848	0.05	5.98	0.85	[0.81 : 0.88]
10% de B	0.891	0.03	3.15	0.89	[0.87 : 0.91]
PARECT	0.857	0.12	14.17	0.90	[0.72 : 0.97]

Il est remarquable, d'après l'analyse statistique de λ illustrée au tableau 4.12 que :

Les valeurs de λ ^{moyenne} sont comprises entre 0.337 et 1.756. Le coefficient de variation COV parait un pourcentage variant entre 3.15% et 53.19%. Le critère de 10% de B donne le pourcentage le plus faible 3.15% (faible dispersion), et le critère de Fuller et Hoy donne le pourcentage le plus grand 53.19% (grand dispersion).

4.3.4 présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère

Le tableau 4.13 ci-dessous présente les résultats des paramètres statistiques résultant de l'ajustement de l'histogramme de λ pour un critère donné par la probabilité de gauss. L'ajustement est fait par logiciel Origin Pro 9.0.

Tableau 4.13 : Résultats des paramètres statistiques (argile)

Le critère	La moyenne μ	Écart type σ	Fréquence relative max	Coefficient de régression R (%)
Davisson	0.82	0.027	33.32	0
FDOT	0.85	0	50	0
Hansen	1.75	0.226	50	0

PARECT	0.94	0.035	60	0
Décourt	1.3	0.068	60	0
Fuller et Hoy	0.25	0.020	72.72	75
Bulter et Hoy	0.95	0.034	33.30	0
Chin (Hyperbolique)	1.4	0.226	64.65	0
10% de B	0.89	0.087	80.52	80.52
Van der Veen	0.75	0.051	50	0
De Beer	0.77	0.017	33.30	0

La majorité des critères présentent un pourcentage nul de coefficient de régression R%, ce qui signifie une mauvaise qualité d'ajustement. On constate que le critère de Bulter et Hoy présente la moyenne μ la plus proche à 1, de 0.95 (exactitude idéale). Le critère de FDOT, et De Beer présentent des valeurs de l'écart type très proche à zéro (précision).

Les histogrammes des critères de capacité portante ne sont pas présentés, car ils sont de mauvaise qualité d'ajustement.

4.3.5 classement général des critères de capacité portante

Le classement est établi selon les paramètres statistiques étudiés précédente.

4.3.5.1 classement des critères selon la fréquence d'application

Le tableau 4.14 présente le classement des critères selon la fréquence d'application.

Tableau 4.14 : Classement des critères selon la fréquence d'application (argile)

Le critère	La fréquence en %	Le classement
Chin (Hyperbolique)	100	1 ^{ère}
Van der Veen	100	1 ^{ère}

Décourt	83.33	2 ^{ème}
PARECT	83.33	2 ^{ème}
Hansen	66.66	3 ^{ème}
Fuller et Hoy	66.66	3 ^{ème}
De Beer	50	4 ^{ème}
Davisson	50	4 ^{ème}
Bulter et Hoy	50	4 ^{ème}
10% de B	33.33	5 ^{ème}
FDOT	33.33	5 ^{ème}

Les critères de Van der Veen, et Chin présentent le plus grand pourcentage, de 100%, alors sont les premiers au classement selon la fréquence d'application.

4.3.5.2 classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)

Le tableau 4.15 présente le classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude).

Tableau 4.15 : Classement des critères selon la moyenne μ (argile)

Le critère	la moyenne μ	Le classement
Bulter et Hoy	0.95	1 ^{ère}
PARECT	0.94	2 ^{ème}
10% de B	0.89	3 ^{ème}
FDOT	0.85	4 ^{ème}
Davisson	0.82	5 ^{ème}
De Beer	0.77	6 ^{ème}
Van der Veen	0.75	7 ^{ème}

Décourt	1.3	8 ^{ème}
Chin	1.4	9 ^{ème}
Hansen	1.75	10 ^{ème}
Fuller et Hoy	0.25	10 ^{ème}

Le critère PARECT présente la valeur la plus proche a 1 (exactitude idéal), de 1.035, est donc le premier au classement l'exactitude.

4.3.5.3 classement des critères selon l'écart-type (précision)

Le tableau 4.16 présente le classement des critères selon l'écart type (précision).

Tableau 4.16 : Classement des critères selon l'écart-type (argile)

Le critère	L'écart-type σ	Le classement
FDOT	0	1 ^{ère}
De Beer	0.017	2 ^{ème}
Fuller et Hoy	0.020	3 ^{ème}
Davisson	0.027	4 ^{ème}
Bulter et Hoy	0.034	5 ^{ème}
PARECT	0.035	6 ^{ème}
Van der Veen	0.051	7 ^{ème}
Décourt	0.068	8 ^{ème}
10% de B	0.087	9 ^{ème}
Hansen	0.226	10 ^{ème}
Chin (Hyperbolique)	0.226	11 ^{ème}

Le critère de FDOT donne une valeur de l'écart-type égale à zéro, et donc est le premier au classement selon la précision.

4.3.5.4 classement des critères selon la sous-estimation (sécurité)

Le tableau 4.17 présente le classement des critères selon les cas sous-estimé ($\lambda < 1$).

Tableau 4.17 : Classement selon les cas sous-estimé $\lambda < 1$ (argile)

Le critère	Les cas sous-estimé ($\lambda < 1$) en %	Le classement
PARECT	100	1 ^{ère}
Fuller et Hoy	100	1 ^{ère}
Davisson	100	1 ^{ère}
De Beer	100	1 ^{ère}
FDOT	100	1 ^{ère}
10% de B	100	1 ^{ère}
Chin (Hyperbolique)	83.34	2 ^{ème}
Van der Veen	66.67	3 ^{ème}
Décourt	33.34	4 ^{ème}
Hansen	33.33	5 ^{ème}
Bulter et Hoy	16.66	6 ^{ème}

Les critères de FDOT, Davisson, Fuller et Hoy, De Beer, 10% de B, et PARECT présentent le plus grand pourcentage des cas sous-estimé ($\lambda < 1$), de 100%, donc sont les premiers au classement selon la sécurité.

4.3.5.5 classement général des critères de capacité portante

Le tableau 4.18 regroupe le classement général des critères selon la sommation de tous les classements précédents.

Tableau 4.18 : Classement général des critères (argile)

Le critère	Sommes des classements	Classement général
FDOT	11	1 ^{ère}
PARECT	11	1 ^{ère}
De Beer	13	2 ^{ème}
Davisson	14	3 ^{ème}
Bulter et Hoy	16	4 ^{ème}
Fuller et Hoy	17	5 ^{ème}
Van der Veen	18	6 ^{ème}
10% de B	18	6 ^{ème}
Chin	22	7 ^{ème}
Décourt	22	7 ^{ème}
Hansen	28	8 ^{ème}

D'après le tableau 4.18, le classement général des critères montre que les critères de PARECT, et FDOT sont les premiers au classement, est donc sont les meilleurs critères de capacité portante dans l'argile.

4.4 étude comparative et classement des critères dans la marne

4.4.1 résultats de la fréquence d'application des critères

Tableau 4.19 : Résultats de la fréquence des critères (marne)

Le critère	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
La fréquence (%)	100	100	100	100	-	100	100	100	100	100	-

Comme le montre le tableau 4.19, tous les critères présentent une fréquence de 100%. Les critères de 10% de B, et PARECT sont non applicables.

4.4.2 étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante

Le tableau en annexe 02 regroupe les valeurs de facture λ , avec l'application de tous les critères pour chaque pieu donné. Le tableau 4.20 récapitule le pourcentage des valeurs de λ supérieure à 1 (sur-estimés) et inférieure à 1 (sous-estimés) pour chaque critère étudié.

Tableau 4.20 : Répartition des valeurs de λ (marne)

Le Critère	Le % des valeurs de λ supérieures à 1	Le % des valeurs de λ inférieures à 1
Chin (Hyperbolique)	100	0
Bulter et Hoy	50	50
Fuller et Hoy	0	100
Hansen	100	0
Davisson	0	100
Décourt	100	0
De Beer	0	100
Van der Veen	50	50
FDOT	0	100
10% de B	-	-
PARECT	-	-

Les résultats du tableau 4.20 montrent que :

Les critères de FDOT, Davisson, De Beer, Fuller et Hoy, présentent les plus grands pourcentages des valeurs sous-estimé ($\lambda < 1$), de 100% (les plus sécuritaires). Les critères de Décourt, Chin (Hyperbolique), et Hansen présentent le plus grand pourcentage des valeurs sur-estimé ($\lambda > 1$), de 100%, alors qu'ils présentent un pourcentage nul des valeurs sous-estimé ($\lambda < 1$).

Le critère de Van der Veen présente un équilibre entre les valeurs estimé ($\lambda > 1$), et sous-estimé ($\lambda < 1$), de 50 % les deux. Les critères de PARECT, et 10% de B sont non applicables.

4.4.3 étude statistique du rapport de capacité portante

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de λ moyenne et COV (%), déterminées à partir de tous les critères pour chaque pieu donné. Le tableau 4.21 ci-dessous présente les résultats de l'étude statistique de λ pour chaque critère.

Tableau 4.21 : Les résultats de l'étude statistique de λ (marne)

Le Critère	λ moyenne	Écart type (SD)	COV (%)	La médiane	La marge
Chin (Hyperbolique)	1.168	0.103	8.78	1.17	[1.09 : 1.24]
Bulter et Hoy	1.113	0.247	22.16	1.11	[0.93 : 1.28]
Hansen	1.139	0.019	1.66	1.14	[1.12 : 1.15]
Davison	0.749	0.038	5.13	0.75	[0.72 : 0.77]
Décourt	1.633	0.174	10.67	1.63	[1.51 : 1.75]
De Beer	0.337	0.167	49.47	0.33	[0.22 : 0.45]
Van der Veen	0.996	0.091	9.19	0.99	[0.93 : 1.06]
Fuller et Hoy	0.615	0.204	33.20	0.61	[0.47 : 0.76]
FDOT	0.975	0.024	2.45	0.97	[0.96 : 0.99]
10% de B	-	-	-	-	-
PARECT	-	-	-	-	-

Il est remarquable, d'après l'analyse statistique de λ illustrée au tableau 4.21, que :

Les valeurs de λ ^{moyenne} sont comprises entre 0.337 et 1.633. Le coefficient de variation COV paraît un pourcentage variant entre 2.45% et 49.47%, ce qui signifié une dispersion faible d'un critère à l'autre. Les critères de PARECT, et 10% de B sont non applicables.

4.4.4 présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère

Le tableau 4.22 présente les résultats des paramètres statistiques résultant de l'ajustement de l'histogramme de λ pour un critère donné par la probabilité de gauss. L'ajustement est fait par logiciel Origin Pro 9.0.

Tableau 4.22 : Résultats des paramètres statistiques (marne)

Le critère	La moyenne μ	Écart-type σ	Fréquence relative max	Coefficient de régression R (%)
Davisson	0.75	0.011	100	0
FDOT	0.95	0	50	0
Hansen	1.17	0.005	100	0
PARECT	-	-	-	-
Décourt	1.92	0.05	100	0
Fuller et Hoy	0.52	0	50	0
Bulter et Hoy	1.046	0	50	0
Chin (Hyperbolique)	1.132	0	50	0
10% de B	-	-	-	-
Van der Veen	0.854	0	50	0
De Beer	0.141	0	50	0

Le coefficient de régression R% étant dans tous les critères ont un pourcentage nul, ce qui signifie une mauvaise qualité d'ajustement. On constate que les critères de FDOT, Bulter et Hoy, et Van der Veen ont des valeurs de la moyenne μ la plus proche à 1, de 1.04, 0.95, et 0.85 respectivement (exactitude idéale). On remarque tous les critères donnant des valeurs de l'écart-type très proches à zéro (précision). Les critères de PARECT, et 10% de B sont non applicables.

4.4.5 classement général des critères de capacité portante

Le classement est établi selon les paramètres statistiques étudiés précédente.

4.4.5.1 classement des critères selon la fréquence d'application

Le tableau 4.23 présente le classement des critères selon la fréquence d'application.

Tableau 4.23 : Classement des critères selon la fréquence (marne)

Le critère	La fréquence en %	Le classement
Chin (Hyperbolique)	100	1 ^{ère}
Bulter et Hoy	100	1 ^{ère}
Fuller et Hoy	100	1 ^{ère}
Hansen	100	1 ^{ère}
Davisson	100	1 ^{ère}
Décourt	100	1 ^{ère}
Van der Veen	100	1 ^{ère}
FDOT	100	1 ^{ère}
De Beer	100	1 ^{ère}
10% de B	-	2 ^{ème}
PARECT	-	2 ^{ème}

On remarque tous les critères présentent un pourcentage de fréquence d'application 100%, sauf les critères de PARECT, et 10% de B sont non applicables.

4.4.5.2 classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)

Le tableau 4.24 regroupe le classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude).

Tableau 4.24 : Classement des critères selon la moyenne μ (marne)

Le critère	La moyenne μ	Le classement
Bulter et Hoy	1.046	1 ^{ère}
FDOT	0.95	2 ^{ème}
Chin (Hyperbolique)	1.132	3 ^{ème}
De Beer	1.141	4 ^{ème}
Van der Veen	0.854	5 ^{ème}
Hansen	1.17	6 ^{ème}
Davisson	0.75	7 ^{ème}
Fuller et Hoy	0.52	8 ^{ème}
Décourt	1.92	9 ^{ème}
10% de B	-	10 ^{ème}
PARECT	-	10 ^{ème}

Le critère Bulter et Hoy présente la moyenne μ la plus proche à 1 (exactitude idéal), de 1.04, donc c'est le premier au classement selon l'exactitude.

4.4.5.3 classement des critères selon l'écart-type (précision)

Le tableau 4.25 présente le classement des critères selon l'écart-type (précision).

Tableau 4.25 : Classement des critères selon l'écart-type (marne)

Le critère	l'écart-type σ	Le classement
Chin (Hyperbolique)	0	1 ^{ère}
Van der Veen	0	1 ^{ère}
Bulter et Hoy	0	1 ^{ère}
FDOT	0	1 ^{ère}
Fuller et Hoy	0	1 ^{ère}
De Beer	0	1 ^{ère}
Hansen	0.005	2 ^{ème}
Davisson	0.011	3 ^{ème}
Décourt	0.05	4 ^{ème}
10% de B	-	5 ^{ème}
PARECT	-	5 ^{ème}

Les critères de Chin, Van der Veen, Bulter et Hoy, FDOT, Fuller et Hoy, et De Beer donnent des valeurs de l'écart-type égales à zéro, donc sont les premiers au classement selon la précision.

4.4.5.4 classement des critères selon sous-estimation (sécurité)

Le tableau 4.26 présente le classement des critères selon les cas sous-estimé ($\lambda < 1$) en %.

Tableau 4.26 : Classement des critères selon les cas sous-estimé (marne)

Le critère	Les cas sous-estimé ($\lambda < 1$) en %	Le classement
De Beer	100	1 ^{ère}

Davisson	100	1 ^{ère}
Fuller et Hoy	100	1 ^{ère}
FDOT	100	1 ^{ère}
Van der Veen	50	2 ^{ème}
Bulter et Hoy	50	2 ^{ème}
Chin (Hyperbolique)	0	3 ^{ème}
Hansen	0	3 ^{ème}
Décourt	0	3 ^{ème}
10% de B	-	4 ^{ème}
PARECT	-	4 ^{ème}

Les critères de FDOT, Davisson, Fuller et Hoy, et De Beer présentent le plus grand pourcentage des cas sous-estimé ($\lambda < 1$), de 100%, donc sont les premiers au classement selon la sécurité.

4.4.5.5 classement général des critères de capacité portante

Le tableau 4.27 regroupe le classement général des critères selon la sommation de tous les classements précédents.

Tableau 4.27 : Classement général des critères (marne)

Le critère	Sommes des classements	Classement général
Bulter et Hoy	5	1 ^{ère}
FDOT	5	1 ^{ère}
De Beer	7	2 ^{ème}
Chin (Hyperbolique)	8	3 ^{ème}

Van der Veen	9	4 ^{ème}
Fuller et Hoy	11	5 ^{ème}
Hansen	12	6 ^{ème}
Davisson	12	6 ^{ème}
Décourt	17	7 ^{ème}
10% de B	-	8 ^{ème}
PARECT	-	8 ^{ème}

D'après le tableau 4.27, le classement général des critères montre que les critères de FDOT, et Bulter et Hoy sont les premiers, est donc sont les meilleurs critères dans la marne.

4.5 étude comparative et classement des critères dans un sol multicouche

4.5.1 résultats de la fréquence d'application des critères

Tableau 4.28 : Résultats de la fréquence des critères (sol multicouche)

Le critère	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B	Décourt	Der Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
La fréquence (%)	100	78.95	15.79	78.95	57.89	100	68.42	100	89.47	73.68	94.73

Comme le montre le tableau 4.28, les critères de Chin, Décourt, et Van der Veen représentent la plus grande fréquence, de 100%. Le critère Hansen présente la plus faible fréquence, de 15.79%.

4.5.2 étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante

Le tableau en annexe 02 regroupe les valeurs de facture λ , avec l'application de tous les critères pour chaque pieu donné.

Le tableau 4.29 récapitule le pourcentage des valeurs de λ supérieure à 1 (sur-estimé) et λ inférieure à 1 (sous-estimé) pour chaque critère étudié.

Tableau 4.29 : Répartition des valeurs de λ (sol multicouche)

Le Critère	Le % des valeurs de λ supérieures à 1	Le % des valeurs de λ inférieures à 1
Chin (Hyperbolique)	100	0
Bulter et Hoy	66.66	33.34
Fuller et Hoy	13.33	86.67
Hansen	66.66	33.34
Davisson	13.33	86.67
Décourt	89.48	10.52
De Beer	7.69	92.31
Van der Veen	63.16	36.84
FDOT	21.43	78.57
10% de B	72.73	27.27
PARECT	77.78	22.22

Les résultats du tableau 4.29 montrent que :

Le critère de De Beer présente le plus grand pourcentage des cas sous-estimé ($\lambda < 1$), de 92.31%. Le critère de Chin (Hyperbolique) présente le plus grand pourcentage des valeurs sur-estimé ($\lambda > 1$), de 100%.

Parmi les critères qu'on recommandés, le critère de De Beer est le plus sécuritaire.

4.5.3 étude statistique du rapport de capacité portante

Le tableau en annexe 03 regroupe les valeurs de λ moyenne et COV (%), déterminées à partir de tous les critères pour chaque pieu donné. Le tableau 4.30 ci-dessous présente les résultats de l'étude statistique de λ pour chaque critère.

Tableau 4.30 : Les résultats de l'étude statistique de λ (sol multicouche)

Le Critère	λ moyen	Écart type (SD)	COV (%)	médiane	La marge
Chin (Hyperbolique)	1.312	0.144	11.00	1.290	[1.12: 1.61]
Bulter et Hoy	1.069	0.260	24.35	1.10	[0.61: 1.52]
Hansen	0.845	0.444	52.54	1.06	[0.33: 1.14]
Davison	0.848	0.132	15.58	0.84	[0.67: 1.06]
Décourt	1.115	0.409	36.72	1.246	[0.02: 1.55]
De Beer	0.761	0.175	434.16	0.783	[0.42: 1.05]
Van der Veen	1.032	0.131	12.71	1.031	[0.75: 1.30]
Fuller et Hoy	0.685	0.151	21.85	0.68	[0.34: 0.89]
FDOT	0.859	0.176	20.57	0.81	[0.68: 1.29]
10% de B	1.117	0.158	14.12	1.09	[0.90: 1.48]
PARECT	1.097	0.176	16.07	1.03	[0.79: 1.55]

Il est remarquable, d'après l'analyse statistique de λ illustrée au tableau 4.30, que :

Les valeurs de λ ^{moyenne} sont comprises entre 0.761 et 1.312. Le coefficient de variation COV varie d'un pourcentage variant entre 11.00%, et 434.16%, ce qui explique une dispersion variable d'un critère à l'autre. Chin présente la plus faible dispersion 11.00%, alors que De Beer présente la plus grande dispersion 434.16%.

4.5.4 présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère

Le tableau 4.31 présente les résultats des paramètres statistiques résultant de l'ajustement de l'histogramme de λ pour un critère donné par la probabilité de gauss. L'ajustement est fait par logiciel Origin Pro 9.0.

Tableau 4.31 : Résultats des paramètres statistiques (sol multicouche)

Le critère	La moyenne μ	Écart-type σ	Fréquence relative max	Coefficient de régression R (%)
Davisson	0.846	0.069	26.66	0.7
FDOT	1.521	1.661	28.59	71.51
Hansen	0.444	0.044	66.64	0
PARECT	1.117	0.131	50.40	99.98
Décourt	1.221	0.137	49.04	91.07
Fuller et Hoy	0.65	0.005	41.21	0
Bulter et Hoy	1.111	0.088	39.98	40.18
Chin (Hyperbolique)	1.251	0.079	91.69	37.20
10% de B	1.061	0.111	27.27	61.08
Van der Veen	1.031	0.085	37.79	89.94
De Beer	0.814	0.079	24.70	55.47

Le tableau 4.31 montre que les critères de PARECT, et Décourt donnent le plus grand pourcentage de coefficient de régression R%, de 99.98%, et 91.07% respectivement, ce qui signifie une bonne qualité d'ajustement.

On constate que le critère de Van der Veen présente la moyenne μ la proche à 1, de 1.03 (exactitude idéal). Le critère de Fuller et Hoy présente la valeur de l'écart-type σ la proche à zéro, de 0.005 (précision).

Les figures ci-dessous présentent les histogrammes des critères de capacité portante qui ajustés par la loi de gauss, appliqué par logiciel Origin Pro 9.0

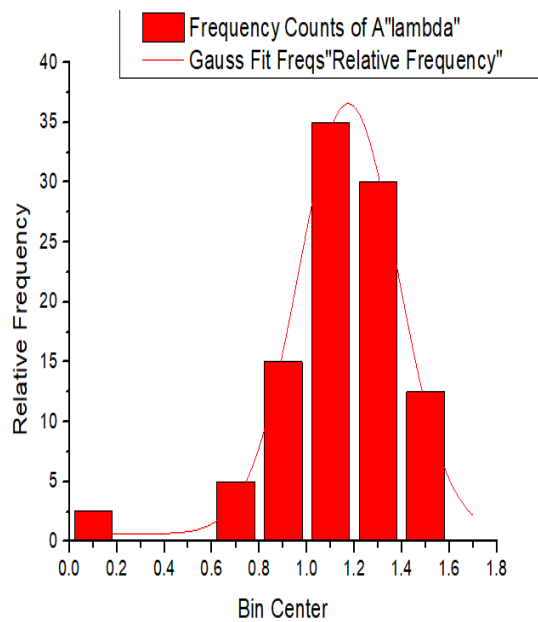


Figure 4.10 : Critère PARECT
(sol multicouche)

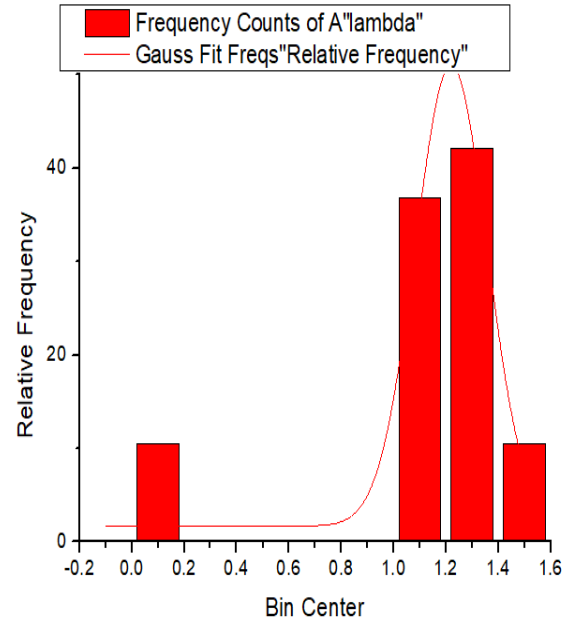


Figure 4.11 : Critère de Décourt
(sol multicouche)

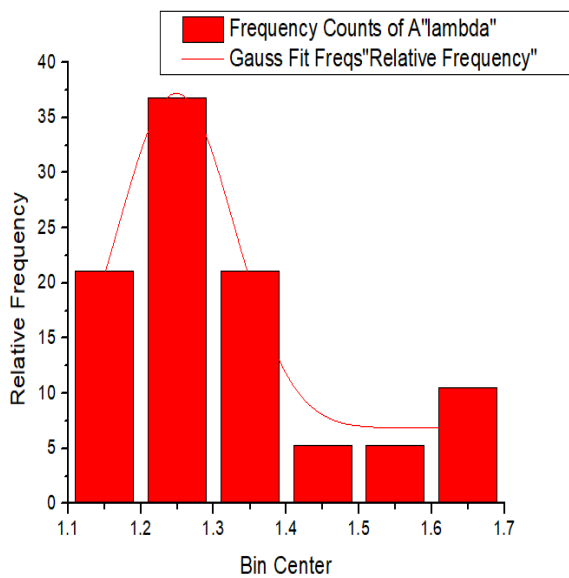


Figure 4.12 : Critère de Chin
(sol multicouche)

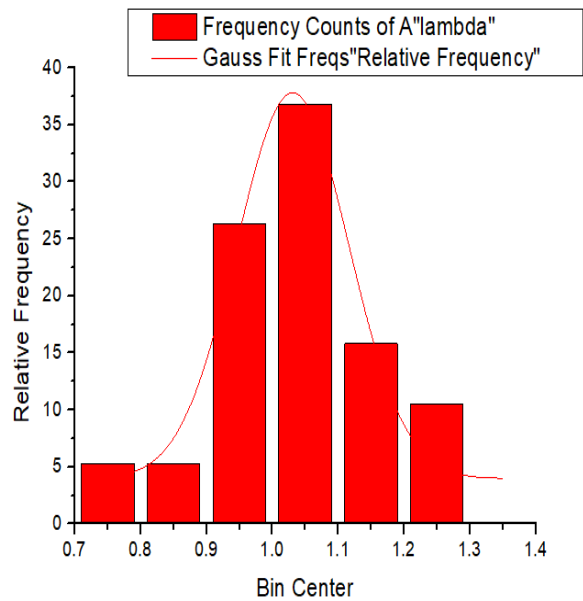


Figure 4.13 : Critère de Van der Veen
(sol multicouche)

4.5.5 classement général des critères de capacité portante

Le classement est établi selon les paramètres statistiques étudiés précédente.

4.5.5.1 classement des critères selon la fréquence d'application

Le tableau 4.32 présente le classement des critères selon la fréquence d'application.

Tableau 4.32 : Classement des critères selon la fréquence (sol multicouche)

Le critère	La fréquence en %	Le classement
Décourt	100	1 ^{ère}
Van der Veen	100	1 ^{ère}
Chin (Hyperbolique)	100	1 ^{ère}
PARECT	94.73	2 ^{ème}
Fuller et Hoy	89.47	3 ^{ème}
Bulter et Hoy	78.95	4 ^{ème}
Davisson	78.95	4 ^{ème}
FDOT	73.68	5 ^{ème}
De Beer	68.42	6 ^{ème}
10% de B	57.89	7 ^{ème}
Hansen	15.79	8 ^{ème}

Les critères de Van der Veen, Décourt, et Chin (Hyperbolique) présentent le plus grand pourcentage 100%, alors sont les premiers au classement selon la fréquence d'application.

4.5.5.2 classement des critères selon la moyenne μ (l'exactitude)

Le tableau 4.33 présente le classement des critères selon la moyenne μ .

Tableau 4.33 : Classement des critères selon la moyenne μ (sol multicouche)

Le critère	La moyenne μ	Le classement
Van der Veen	1.031	1 ^{ère}
10% de B	1.061	2 ^{ème}
Bulter et Hoy	1.111	3 ^{ème}
PARECT	1.117	4 ^{ème}
Davisson	0.846	5 ^{ème}
De Beer	0.814	6 ^{ème}
Décourt	1.221	7 ^{ème}
Chin	1.251	8 ^{ème}
Hansen	0.444	9 ^{ème}
FDOT	1.521	10 ^{ème}
Fuller et Hoy	0.65	11 ^{ème}

Le critère Van der Veen présente la moyenne μ la plus proche à 1, de 1.03, est donc le premier au classement selon l'exactitude.

4.5.5.3 classement des critères selon l'écart-type (précision)

Le tableau 4.34 présente le classement des critères selon l'écart-type.

Tableau 4.34 : Classement des critères selon l'écart-type (sol multicouche)

Le critère	L'écart-type σ	Le classement
Fuller et Hoy	0.005	1 ^{ère}
Hansen	0.044	2 ^{ème}

Davisson	0.069	3 ^{ème}
De Beer	0.079	4 ^{ème}
Chin	0.079	4 ^{ème}
Van der Veen	0.085	5 ^{ème}
Bulter et Hoy	0.088	6 ^{ème}
10% de B	0.111	7 ^{ème}
PARECT	0.131	8 ^{ème}
Décourt	0.137	9 ^{ème}
FDOT	1.661	10 ^{ème}

Le critère Fuller et Hoy présente la valeur de l'écart-type la proche à zéro, de 0.005, est donc le premier au classement selon la précision.

4.5.5.4 classement des critères selon la sous-estimation (sécurité)

Le tableau 4.35 présente le classement des critères selon les cas sous-estimé ($\lambda < 1$).

Tableau 4.35 : Classement selon la sous-estimation (sol multicouche)

Le critère	Les cas sous-estimé ($\lambda < 1$) en %	Le classement
De Beer	92.31	1 ^{ère}
Fuller et Hoy	86.67	2 ^{ème}
Davisson	86.67	2 ^{ème}
FDOT	78.57	3 ^{ème}
Van der Veen	36.84	4 ^{ème}
Hansen	33.34	5 ^{ème}
Bulter et Hoy	33.34	5 ^{ème}

10% de B	27.27	6 ^{ème}
PARECT	22.22	7 ^{ème}
Décourt	10.52	8 ^{ème}
Chin (Hyperbolique)	0	9 ^{ème}

D'après le tableau 4.35, le critère de Fuller et Hoy présente le plus grand pourcentage des cas sous-estimé ($\lambda < 1$), de 100%, est donc les premier au classement selon la sécurité.

4.5.5.5 classement général des critères de capacité portante

Le tableau 4.36 regroupe le classement général des critères selon la sommation de tous les classements précédents.

Tableau 4.36 : Classement général des critères (sol multicouche)

Le critère	Sommes des classements	Classement général
Van der Veen	11	1 ^{ère}
Davisson	14	2 ^{ème}
De Beer	17	3 ^{ème}
Fuller et Hoy	17	3 ^{ème}
Bulter et Hoy	18	4 ^{ème}
PARECT	21	5 ^{ème}
10% de B	22	6 ^{ème}
Chin (Hyperbolique)	22	6 ^{ème}
Décourt	25	7 ^{ème}
Hansen	27	8 ^{ème}
FDOT	28	9 ^{ème}

D'après le tableau 4.36, le classement général des critères montre que le critère de Van der Veen est le premier au classement. Donc c'est le meilleur critère dans le sol multicouche.

4.6 conclusion

Dans ce chapitre, on a mené une étude comparative et classement des critères de capacité portante d'un pieu isolé, appliqués à une variété de sols (sable, argile, marne, et multicouche). Suit à l'étude statistique du rapport de capacité portante, et les paramètres statistiques pour chaque critère, on constate d'après le classement général des critères de capacité portante que :

- Le critère de Bulter et Hoy est le meilleur critère dans le sable.
- Les critères de PARECT, et FDOT sont les meilleurs critères dans l'argile.
- Les critères de Bulter et Hoy, et FDOT sont les meilleurs critères dans la marne.
- Le critère de Van der Veen est le meilleur critère dans le sol multicouche.

Chapitre 5

*Calcul de la capacité portante sur la
base de l'essai SPT et classement des
méthodes*

5.1 introduction

Ce chapitre est consacré à étudier les méthodes issues en général de la corrélation purement empirique des résultats d'essais de chargement vertical des pieux avec ceux de l'essai SPT. Une question posée par les ingénieurs est laquelle des méthodes est à recommander. En première lieu, on applique les méthodes de la capacité portante aux pieux d'essais de chargement dans le sable. En deuxième lieu, nous allons présenter une étude comparative des différentes méthodes de capacité portante, ainsi que les paramètres d'une étude statistique. A la base de ces paramètres, nous allons faire un classement général des méthodes selon la fréquence d'application, la précision, l'exactitude, et la sécurité, et recommander ensuite une ou plusieurs méthodes.

5.2 présentation des résultats des méthodes de la capacité portante

Le tableau en annexe 04 de ce mémoire regroupe les résultats de calcul la capacité portante verticale par l'essai SPT, déterminées à partir des différentes méthodes.

Le tableau 5.1 ci-dessous présente les résultats de capacité portante d'un exemple de pieu foré, selon les six méthodes de capacité portante.

Les caractéristiques géométriques pour cet exemple sont comme suivies :

- B (diamètre) = 0.75m.
- D (fiche) = 11m.
- D/B = 14.66

Référence :

- Pays : Emirats Arabes Unis.
- N°. Document : almurr (Pieu01).

Tableau 5.1 : Résultats de capacité portante verticale en kN.

La méthode	Aoki	Bazaraa	Décourt	Lopes	Meyerhof	Shioi
Q _L (kN)	5409.01	4299.82	7986.69	3488.55	2366.01	2071.66

Les résultats des méthodes de capacité portante de cet exemple illustré au tableau 5.1 montrent que :

La méthode de Décourt présente la plus grande valeur de capacité portante 7986.69 kN, alors que la valeur la plus petite est présentée par la méthode de Meyerhof de 2366.01 kN.

Le tableau 5.2 ci-dessous regroupe les valeurs moyennes de capacité portante, et le coefficient de variation (COV), selon ces méthodes pour chaque pieu donné.

Sachant que :

$$Q_L^{\text{moyenne}} = Q_L^{\text{meth1}} + Q_L^{\text{meth2}} + \dots + Q_L^{\text{meth6}} / 6$$

$$COV = \frac{\text{Ecart-type}}{Q_L^{\text{moyenne}}} \quad (5.1)$$

Avec :

Coefficient de variation (COV) : exprimé en %, c'est une mesure de la variation (dispersion) relative (en fonction de la moyenne).

C'est une mesure utile pour comparer la variabilité de deux ou plusieurs ensembles de données qui diffèrent considérablement de par l'ampleur des valeurs observées.

$$\sigma(\text{Ecart-type}) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (x_i - \mu)^2} \quad (5.2)$$

Tableau 5.2 : Les valeurs de Q_L^{moyenne} et COV (%)

Pieu	Q_L^{moyenne} (kN)	Coefficient de variation (COV) en %
almurr1	4270.29	51.50
almurr2	2898.18	51.57
Pieu98	4270.29	51.50
Pieu65	4270.29	51.50
Pieu MANKH1	2127.35	51.65
Pieu MANKH2	2898.18	51.57

Pieu MANKH3	4270.29	51.50
Pieu 80	1471.63	51.78
Pieu 130	1471.63	51.78
Pieu 4 MAJJAZ 1	3784.14	51.52
Pieu 76 MAJJAZ 2	2898.18	51.57
SHUHEEN – Pieu10	3784.14	51.52
Pieu 68	5901.42	51.46
Pieu 53	4270.29	51.50
IND1.GRE	2127.35	51.65
Pieu 62	3784.14	51.52
Pieu 63	2898.18	51.57
Pieu 16	2127.35	51.65
Pieu 44	4270.29	51.50
Pieu 54	2898.18	51.57
Pieu 67	3784.14	51.52
Pieu 55	2898.18	51.57
Pieu 23	2127.35	51.65
Pieu 66	2127.35	51.65
Pieu 254	7132.74	51.44
Pieu 413	7132.74	51.44
pieu195	5901.42	51.46
pieu465	5901.42	51.46
Pieu 44	2127.35	51.65
Pieu 86	4270.29	51.50

Pieu PTP1	4270.29	51.50
Pieu 124	5901.42	51.46
Pieu PTP2	5901.42	51.46
Pieu 60	2898.18	51.57
Pieu PTP3	2898.18	51.57
Pieu 116	4270.29	51.50
Pieu 17	2898.18	51.57
Pieu 59	2898.18	51.57
Pieu 46	3784.14	51.52
Pieu 35	2898.18	51.57
Pieu 39	3784.14	51.52
Pieu 73	4785.22	51.48
Pieu 200	5901.42	51.46
Pieu 24	2898.18	51.57
Pieu 9	2127.35	51.65
Pieu14	4270.29	51.50
Pieu 38	4270.29	51.50
Pieu 37	2127.35	51.65
Pieu 27	2127.35	51.65
Pieu 23	2127.35	51.65
Pieu 80	2127.35	51.65
Pieu 29	3784.14	51.52
Pieu 44	4785.22	51.48
Pieu 15	4785.22	51.48

Pieu 17	4785.22	51.48
Pieu 36	4270.29	51.50
Pieu 20	2898.18	51.57
Pieu 30	8479.19	51.43
Pieu 41	8479.19	51.43
Pieu 3	8479.19	51.43
Proj4e	2898.18	51.57
Proj8P1e	1785.10	51.71
Proj8P2	1785.10	51.71
Proj10e	3784.14	51.52
Proj13e	2127.35	51.65
Proj14Majaz3e	3784.14	51.52
Proj14Majaz4e	2898.18	51.57
Proj19e	2127.35	51.65
Proj71e	2127.35	51.65
Proj72e	2898.18	51.57
Proj73e	4270.29	51.50
Proj92e	2898.18	51.57
Proj111e	4270.29	51.50
Proj112e	5901.42	51.46
Proj161e	3784.14	51.52
Proj162e	2898.18	51.57
Proj171e	2127.35	51.65
Proj172e	2127.35	51.65

Proj221e	4270.29	51.50
Proj222e	2898.18	51.57
Proj241e	2898.18	51.57
Proj242e	3784.14	51.52
Proj261e	2898.18	51.57
Proj262e	2127.35	51.65
Proj281e	4270.29	51.50
Proj282e	4270.29	51.50
Proj301e	2127.35	51.65
Proj302e	2127.35	51.65
Proj311e	3784.14	51.52
Proj312e	4785.22	51.48
Proj391e	4785.22	51.48
Proj392e	4785.22	51.48
Proj401e	4270.29	51.50
Proj402e	2898.18	51.57

Comme le montre le tableau 5.2, tous les valeurs de Q_L ont un pourcentage de coefficient de variation environs 50%, ce qu'explique une grande dispersion des valeurs de Q_L dans chaque site.

Le tableau 5.3 ci-dessous présente les valeurs de λ moyenne, et les pourcentages de coefficient de variation (COV), selon les méthodes de capacité portante (Aoki, Bazaraa, Décourt, Lopes, Meyerhof, Shioi) pour chaque pieu donné.

Tableau 5.3 : Les valeurs de λ_{moyenne} et COV (%)

Pieu	λ_{moyenne}	Coefficient de variation (COV) en %
almurr1	1	51.50
almurr2	1	51.57
Pieu98	1	51.50
Pieu65	1	51.60
Pieu MANKH1	1	51.65
Pieu MANKH2	1	51.57
Pieu MANKH3	1	51.50
Pieu 80	1	51.78
Pieu 130	1	51.78
Pieu 4 MAJJAZ 1	1	51.52
Pieu 76 MAJJAZ 2	1	51.57
SHUHEEN – Pieu10	1	51.52
Pieu 68	1	51.46
Pieu 53	1	51.50
IND1.GRE	1	51.65
Pieu 62	1	51.52
Pieu 63	1	51.57
Pieu 16	1	51.65
Pieu 44	1	51.50
Pieu 54	1	51.57
Pieu 67	1	51.52
Pieu 55	1	51.57

Pieu 23	1	51.65
Pieu 66	1	51.65
Pieu 254	1	51.44
Pieu 413	1	51.44
pieu195	1	51.46
pieu465	1	51.46
Pieu 44	1	51.65
Pieu 86	1	51.50
Pieu PTP1	1	51.50
Pieu 124	1	51.46
Pieu PTP2	1	51.46
Pieu 60	1	51.57
Pieu PTP3	1	51.57
Pieu 116	1	51.59
Pieu 17	1	51.57
Pieu 59	1	51.57
Pieu 46	1	51.52
Pieu 35	1	51.57
Pieu 39	1	51.52
Pieu 73	1	51.48
Pieu 200	1	51.46
Pieu 24	1	51.57
Pieu 9	1	51.65
Pieu14	1	51.50

Pieu 38	1	51.50
Pieu 37	1	51.65
Pieu 27	1	51.65
Pieu 23	1	51.65
Pieu 80	1	51.65
Pieu 29	1	51.52
Pieu 44	1	51.48
Pieu 15	1	51.48
Pieu 17	1	51.48
Pieu 36	1	51.50
Pieu 20	1	51.57
Pieu 30	1	51.43
Pieu 41	1	51.43
Pieu 3	1	51.43
Proj4e	1	51.57
Proj8P1e	1	51.71
Proj8P2	1	51.71
Proj10e	1	51.52
Proj13e	1	51.65
Proj14Majaz3e	1	51.52
Proj14Majaz4e	1	51.57
Proj19e	1	51.65
Proj71e	1	51.65
Proj72e	1	51.57

Proj73e	1	51.50
Proj92e	1	51.57
Proj111e	1	51.50
Proj112e	1	51.46
Proj161e	1	51.52
Proj162e	1	51.57
Proj171e	1	51.65
Proj172e	1	51.65
Proj221e	1	51.50
Proj222e	1	51.57
Proj241e	1	51.57
Proj242e	1	51.52
Proj261e	1	51.57
Proj262e	1	51.65
Proj281e	1	51.50
Proj282e	1	51.50
Proj301e	0.50	51.65
Proj302e	0.50	51.65
Proj311e	0.88	51.52
Proj312e	1.12	51.48
Proj391e	1.12	51.48
Proj392e	1.12	51.48
Proj401e	1	51.50
Proj402e	0.68	51.57

Comme le montre le tableau 5.3, les valeurs $\lambda^{moyenne}$ sont plus ou moins égales à 1. Les valeurs de coefficient de variation (COV) ont un pourcentage environ 50%, ce qu'explique une grande dispersion des valeurs de $\lambda^{moyenne}$.

5.3 étude comparatives des différentes méthodes

5.3.1 résultats de la fréquence d'application des méthodes

Les méthodes qui ont le pourcentages 100% sont les méthodes applicables à tous les cas donnés.

Tableau 5.4 : Résultats de la fréquence des méthodes

La méthode	Aoki	Bazaraa	Décourt	Lopes	Meyerhof	Shioi
La fréquence (%)	100	100	100	100	100	100

Comme le montre le tableau 5.4, tous les méthodes sont applicables et représentent la fréquence de 100%.

5.3.2 étude sur-estimation et sous-estimation de rapport de capacité portante

On définit le "rapport de capacité portante" par le coefficient λ , tel que :

$$\lambda = \frac{Ql (methode)}{Ql (moyenne)}$$

Le tableau en annexe 04 regroupe les valeurs de facture λ , déterminées à partir des méthodes (Aoki, Bazaraa, Décourt, Lopes, Meyerhof, Shioi) pour chaque pieu donné. Le tableau 5.5 ci-dessous récapitule le pourcentage des valeurs de λ supérieure à 1 (sur-estimé) et inférieure à 1 (sous-estimé) pour chaque méthode.

Tableau 5.5 : Répartition des valeurs de λ

La méthode	Le % des valeurs de λ supérieures à 1	Le % des valeurs de λ inférieures à 1
Aoki	96.81	3.19
Bazaraa	52.13	47.87
Décourt	97.87	2.13

Lopes	0	100
Meyerhof	0	100
Shioi	0	100

D'après le tableau 5.5, les méthodes de Aoki, et Décourt présentent le plus grand pourcentage des valeurs sur-estimé ($\lambda > 1$), 96.81%, et 97.87% respectivement. La méthode de Décourt présente le plus faible pourcentage des valeurs sous-estimé ($\lambda < 1$), 2.13%. Parmi les méthodes qu'on recommandés, les méthodes de Lopes, Meyerhof, et Shioi sont les plus sécuritaires.

5.3.3 étude statistique du rapport de capacité portante

Le tableau 5.6 présente les résultats statistiques du facteur λ de pour chaque méthode.

Tableau 5.6: Les résultats de l'étude statistique de λ

La méthode	λ moyen	Écart type	COV (%)	La médiane	La marge
Aoki	0.013	0.106	791.53	1.265	[0.65 : 1.42]
Bazaraa	0.985	0.087	8.88	1.002	[0.48 : 1.13]
Décourt	1.854	0.156	8.41	1.870	[0.94 : 2.09]
Lopes	0.811	0.068	8.39	0.819	[0.41 : 0.91]
Meyerhof	0.548	0.046	8.43	0.554	[0.28 : 0.62]
Shioi	0.483	0.040	8.39	0.4877	[0.25 : 0.54]

Il est remarquable, d'après l'analyse statistique de λ illustrée au tableau 5.6, que :

Les valeurs de λ ^{moyenne} sont comprises entre 0.013 et 0.985. Le coefficient de variation COV paraît un pourcentage variant entre 8.39% et 791.53%.

La méthode de Aoki présente le plus grand coefficient de variation, 791.53% (grand dispersion). La méthode de Lopes présente le plus petit coefficient de variation 8.39% (faible dispersion).

5.3.4 présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère

Le tableau 5.7 ci-dessous présente les résultats des paramètres statistiques résultant de l'ajustement de l'histogramme de λ pour un critère donné par la probabilité de gauss. L'ajustement est fait par logiciel Origin Pro 9.0.

Tableau 5.7 : Résultats des paramètres statistiques

La méthode	La moyenne μ	L'écart-type σ	Fréquence relative max	Coefficient de régression R (%)
Aoki	1.230	0.022	92.51	99.78
Bazaraa	0.611	0.173	47.88	0
Décourt	1.85	0.019	92.51	99.78
Lopes	0.826	0.007	93.56	99.78
Meyerhof	0.369	0.109	92.57	0
Shioi	0.301	0.085	90.47	0

D'après le tableau 5.7, les méthodes de Aoki, Décourt, et Lopes présentent le plus grand pourcentage de coefficient de régression, 99.78% (bonne qualité d'ajustement). On constate que les méthodes de Aoki, et Lopes donnant des valeurs de moyenne μ la plus proche à 1 de 1.23, et 0.82 respectivement (exactitude idéale). Les méthodes de Lopes, et Décourt donnant des valeurs de l'écart-type la plus proche à zéro de 0.007, et 0.019 respectivement (précision).

Les figures ci-dessous présentent les histogrammes des critères de capacité portante qui ajustés par la loi de gauss, appliquer par logiciel Origin Pro 9.0.

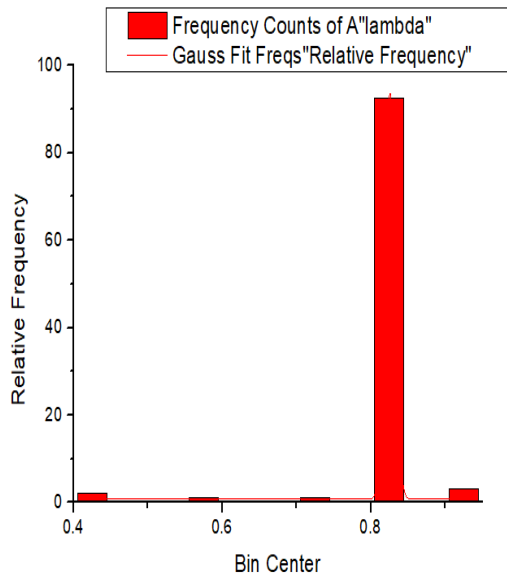


Figure 5.1 : méthode de Lopes

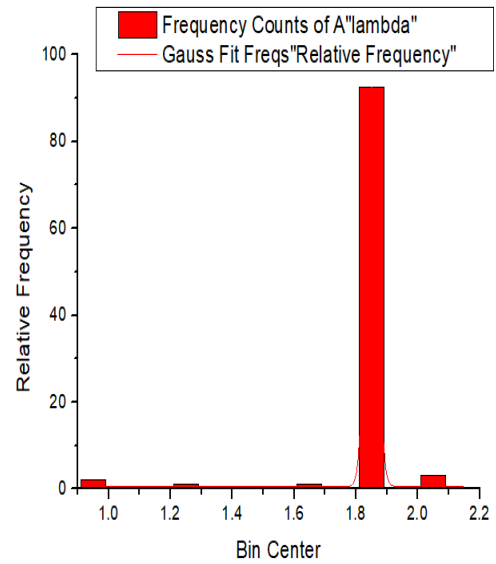


Figure 5.2 : méthode de Décourt

5.3.5 classement général des méthodes de capacité portante

Le classement est établi selon les paramètres statistiques étudiés précédente.

5.3.5.1 classement des méthodes selon la fréquence d'application

Le tableau ci-dessous présente le classement des méthodes selon la fréquence d'application.

Tableau 5.8 : Classement des méthodes selon la fréquence

La méthode	Le Classement	Fréquence en (%)
Aoki	1 ^{ère}	100
Bazaraa	1 ^{ère}	100
Décourt	1 ^{ère}	100
Lopes	1 ^{ère}	100
Meyerhof	1 ^{ère}	100
Shioi	1 ^{ère}	100

Comme le montre le tableau 5.8, toutes les méthodes présentent un pourcentage 100%, alors sont tout classé en premiers.

5.3.5.2 classement des méthodes selon la moyenne μ (l'exactitude)

Le tableau ci-dessous présente le classement des méthodes selon la moyenne μ .

Tableau 5.9 : Classement selon la moyenne μ

La méthode	Le Classement	La moyenne μ
Lopes	1 ^{ère}	0.826
Aoki	2 ^{ème}	1.230
Bazaraa	3 ^{ème}	0.611
Meyerhof	4 ^{ème}	0.369
Shioi	5 ^{ème}	0.301
Décourt	6 ^{ème}	1.85

Comme le montre le tableau 5.9, la méthode de Lopes présente la moyenne μ la plus proche à 1, de 0.82, est donc la premier au classement selon l'exactitude.

5.3.5.3 classement des méthodes selon l'écart-type (précision)

Le tableau ci-dessous présente le classement des méthodes selon l'écart-type.

Tableau 5.10 : Classement des méthodes selon l'écart-type

La méthode	Le Classement	Écart-type
Lopes	1 ^{ère}	0.007
Décourt	2 ^{ème}	0.019
Aoki	3 ^{ème}	0.022

Shioi	4 ^{ème}	0.085
Meyerhof	5 ^{ème}	0.109
Bazaraa	6 ^{ème}	0.173

Comme le montre le tableau 5.10, la méthode de Lopes présente la valeur de l'écart-type la plus proche à zéro 0.007, est donc la premier au classement selon la précision.

5.3.5.4 classement des méthodes selon la sous-estimation (sécurité)

Le tableau ci-dessous présente le classement des méthodes selon les cas sous-estimés ($\lambda < 1$).

Tableau 5.11 : Classement selon les cas sous-estimés

La méthode	Le Classement	le % des cas sous-estimés ($\lambda < 1$)
Lopes	1 ^{ère}	100
Meyerhof	1 ^{ère}	100
Shioi	1 ^{ère}	100
Bazaraa	2 ^{ème}	47.87
Aoki	3 ^{ème}	3.19
Décourt	4 ^{ème}	2.13

Comme le montre le tableau 5.15, les méthodes de Lopes, Meyerhof, et Shioi présentent le plus grand pourcentage 100%, est donc sont les premiers au classement selon la sécurité.

5.3.5.5 classement général des méthodes de capacité portante

Le tableau ci-dessous présente le classement général des méthodes de capacité portante selon la sommation de tous les classements précédents.

Tableau 5.12 : Classement général des méthodes

La méthode	Somme des classements	Classement général
Lopes	4	1 ^{ère}
Aoki	7	2 ^{ème}
Shioi	11	3 ^{ème}
Meyerhof	11	3 ^{ème}
Bazaraa	12	4 ^{ème}
Décourt	13	5 ^{ème}

D'après le tableau 5.12, la méthode de Lopes est le premier au classement général. Donc c'est la meilleure méthode.

5.4 conclusion

D'après l'étude comparative des différentes méthodes de capacité portante d'un pieu isolé, basées sur le SPT.

On constate que les méthodes de Shioi, Lopes et Meyerhof sont les plus sécuritaires (100% des cas sous-estimés). La méthode de Lopes a une exactitude idéal (la moyenne μ égal à 0.82), et une bonne précision (l'écart-type égal à 0.007). La méthode de Lopes est la première selon le classement général des méthodes. Donc c'est la meilleure méthode de capacité portante à partir de l'essai SPT.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Nous avons présenté dans ce travail une analyse d'une base de données d'essais de chargement vertical des pieux isolés, construite à partir de la collecte des données expérimentales disponibles, dans l'objectif d'évaluer les différentes méthodes de calcul de la capacité portante verticale de ce type de fondation profonde. À la fin de cette thèse, nous avons pu tirer de nombreuses conclusions plus des recommandations importantes.

Le premier chapitre nous a montré les principales notions et définitions relatives aux fondations sur pieux. L'essai de chargement en vraie grandeur est un outil pratique d'analyse in situ de la capacité portante et du tassement d'un pieu isolé, l'essai a pour but de déterminer directement la courbe charge-tassement du pieu, ce qui permet d'estimer le tassement sous une charge de service sur le pieu, la charge critique (ou de fluage) et estimer la capacité portante selon un critère donné.

En deuxième chapitre. La présentation de la base des données a montré que les pieux d'essai sont installés dans différents types de sol (argile, marne, sable, et multicouche). Les pieux sont simplement instrumentés, et réalisés en béton armé ou en acier, sous forme circulaire, et installés par un mode de forage, de battage, et de fonçage, avec un diamètre compris entre 0.22 m jusqu'à 1.26 m, et une fiche variant de 6.30 m jusqu'à 48 m.

Le troisième chapitre nous a permis de constater la variété des critères d'estimation de la capacité portante des pieux isolés chargés verticalement par interprétation des courbes charge-tassement obtenue d'un essai de chargement de pieu. D'après l'interprétation et l'analyse statistique de ces critères, il a été constaté que la détermination de la capacité portante aboutit à une grande différence de valeurs, ce qui nécessite d'ordonner ces critères pour recommander le critère donnant la valeur la plus exacte, la plus précise, tout en respectant la sécurité (sous-estimation de la capacité portante). Ce classement se fait par rapport à la valeur moyenne de Q_L .

Le quatrième chapitre nous a permis de lancer une étude comparative et classement des critères de capacité portante d'un pieu isolé, appliquée sur une variété de sols (sable, argile, marne, et multicouche). Suit à l'étude statistique de rapport de capacité portante, et les paramètres statistiques pour chaque critère, on constate d'après le classement général des critères de capacité portante que le critère de Bulter-Hoy est le meilleur critère dans le sable.

Les critères PARECT, et FDOT sont les meilleurs critères dans l'argile. Les critères de Bulter-Hoy, et FDOT sont les meilleurs critères dans la marne. Le critère de Van der Veen est le meilleur critère dans le sol multicouche.

Le cinquième chapitre consiste à mener une étude comparative des différentes méthodes de capacité portante basées sur l'essai SPT. Les méthodes de Shioi, Lopes et Meyerhof sont les plus sécuritaires (100% des cas sous-estimés). La méthode de Lopes a une exactitude idéale (la moyenne μ égal à 0.82), et une bonne précision (l'écart-type égal à 0.007). La méthode de Lopes est la première selon le classement général des méthodes. Donc c'est la meilleure méthode de capacité portante.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Bouafia, A. « Calcul des fondations », Cours et exercices, Université de Blida, Algérie.
- [2] Frank, R. « Calcul des Fondations Superficielles et Profondes », Technique de l'ingénieur et presse de l'ENPC, (1999).
- [3] Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, fascicule 62- titre V, Ministre de l'équipement, du logement et des transports (1993), 182 pages.
- [4] FRANK, R. « Fondations profonds, Cours de Mécanique des sols », Enseignement T6-T9, ENPC, Collection technique de l'ingénieur C-248, (1995).
- [5] Bouafia, A. « Les essais in-situ dans les projets de fondations », Université de Blida, Algérie, Office des Publications Universitaires, (2006).
- [6] Bouafia, A. « Conception et Calcul des ouvrages géotechniques », (2010). Ed, pages bleues, Algérie.
- [7] P. Bandini & R. Salgado. « Methods of pile design based on CPT and SPT results », Comptes rendus du Congrès international ISC'98 : Geotechnical Site Characterization, 19-22 avril 1998, Atlanta, vol.2, pp 967-976, éditions Balkema.
- [8] M. Cassan. « Les essais in-situ en Mécanique des Sols », Tome 2 : Applications & Méthodes de calcul, éditions Eyrolles, 1978, Paris.
- [9] Canadian Geotechnical Society « CFEM - part 2 », éditions CGS, Association canadienne de géotechnique, 1985.
- [10] J-E. Bowles. « Foundation Analysis & Design », 5e édition, éditions Mc. Graw-Hill Inc, 1004 pages, 1997.
- [11] M. Bustamante et Al. « Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés », Revue Française de Géotechnique N°54, pp 39-52, éditions ENPC, 1991, Paris.
- [12] Fellenius, B.H et Al. « Geotechnical guidelines-Pile design », Recommandations pour le travaux publics et maritimes du Canada, 72 pages, 1989.
- [13] Poulos, H.G. « Pile behaviour –Theory and application », Revue Geotechnique 39, N° 3, pp 365- 415, 1989.

ANNEXE 01

Les caractéristiques géométriques de la base des données d'essais de chargement des pieux

Projet & Pieu	Géométrie	Diamètre B (m)	Fiche D (m)	Mode d'installation	Matériau	Site (Localisation)	Nature de sol
almurr1	Circulaire	0,75	11	Foré	Béton	E.A.U	Sable
almurr2	Circulaire	0,6	11	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu98	Circulaire	0,75	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu65	Circulaire	0,75	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu MANKH1	Circulaire	0,5	10,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu MANKH2	Circulaire	0,6	10,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu MANKH3	Circulaire	0,75	10,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 80	Circulaire	0,4	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 130	Circulaire	0,4	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 4 MAJJAZ 1	Circulaire	0,7	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 76 MAJJAZ 2	Circulaire	0,6	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
SHUHEEN – Pieu10	Circulaire	0,7	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 68	Circulaire	0,9	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 53	Circulaire	0,75	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
IND1.GRE	Circulaire	0,5	7,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 62	Circulaire	0,7	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 63	Circulaire	0,6	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 16	Circulaire	0,5	22	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 44	Circulaire	0,75	22	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 54	Circulaire	0,6	22	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 67	Circulaire	0,7	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 55	Circulaire	0,6	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 23	Circulaire	0,5	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable

Pieu 66	Circulaire	0,5	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 254	Circulaire	1	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 413	Circulaire	1	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable
pieu195	Circulaire	0,9	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable
pieu465	Circulaire	0,9	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 44	Circulaire	0,5	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 86	Circulaire	0,75	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu PTP1	Circulaire	0,75	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 124	Circulaire	0,9	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu PTP2	Circulaire	0,9	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 60	Circulaire	0,6	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu PTP3	Circulaire	0,6	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 116	Circulaire	0,75	19,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 17	Circulaire	0,6	19,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 59	Circulaire	0,6	18	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 46	Circulaire	0,7	18	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 35	Circulaire	0,6	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 39	Circulaire	0,7	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 73	Circulaire	0.8	15,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 200	Circulaire	0,9	15,5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 24	Circulaire	0,6	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 9	Circulaire	0.5	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu14	Circulaire	0.75	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 38	Circulaire	0,75	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 37	Circulaire	0.5	15	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 27	Circulaire	0,5	15	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 23	Circulaire	0,5	13.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 80	Circulaire	0,5	13.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 29	Circulaire	0,7	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable

Pieu 44	Circulaire	0,8	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 15	Circulaire	0,8	15.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 17	Circulaire	0,8	15.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 36	Circulaire	0,75	8	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 20	Circulaire	0,6	8	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 30	Circulaire	1.1	19	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 41	Circulaire	1.1	19	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Pieu 3	Circulaire	1,1	19	Foré	Béton	E.A.U	Sable
300	Tubulaire ouvert	0.456	10	Battage	Acier	France	Multicouche
796-Bato	Circulaire	1.256	18.7	Foré a la bentonite	Béton	Hollande	Sable
796-PieuA	Circulaire	0.6	12.02	Battage	Acier	Belgique	Sable
796-PieuB	Circulaire	0.6	12.02	Battage	Acier	Belgique	Sable
796-PieuC	Circulaire	0.6	11.76	Foré a la bentonite	Béton	Belgique	Sable
796-PieuD	Circulaire	0.6	11.76	Foré a la bentonite	Béton	Belgique	Sable
796-Soleton1	Circulaire	0.59	12.55	Foré a la bentonite	Béton	Hollande	Sable
1291	Circulaire	1	26.5	Foré	Béton	Pologne	Sable
P222	Circulaire	0.273	9.15	Battage	Acier	U.S.A	Sable
S24	Circulaire	0.508	13.50	Fonçage	Béton	Pologne	Sable
S25	Circulaire	1	26.50	Foré	Béton	Pologne	Sable
S26	Circulaire	0.457	18.10	Fonçage	Béton	Pologne	Sable
Proj4e	Circulaire	0.6	9	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj8P1e	Circulaire	0.45	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj8P2	Circulaire	0.45	10	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj10e	Circulaire	0.70	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj13e	Circulaire	0.50	7.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj14 Majaz3e	Circulaire	0.70	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj14 Majaz4e	Circulaire	0.60	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj19e	Circulaire	0.50	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj71e	Circulaire	0.50	10.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable

Proj72e	Circulaire	0.60	10.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj73e	Circulaire	0.75	10.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj92e	Circulaire	0.60	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj111e	Circulaire	0.75	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj112e	Circulaire	0.90	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj161e	Circulaire	0.70	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj162e	Circulaire	0.60	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj171e	Circulaire	0.50	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj172e	Circulaire	0.50	17	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj221e	Circulaire	0.75	19.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj222e	Circulaire	0.60	19.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj241e	Circulaire	0.60	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj242e	Circulaire	0.70	14	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj261e	Circulaire	0.60	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj262e	Circulaire	0.50	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj281e	Circulaire	0.75	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj282e	Circulaire	0.75	13	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj301e	Circulaire	0.50	13.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj302e	Circulaire	0.50	13.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj311e	Circulaire	0.70	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj312e	Circulaire	0.80	12	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj391e	Circulaire	0.80	15.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj392e	Circulaire	0.80	15.5	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj401e	Circulaire	0.75	8	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj402e	Circulaire	0.60	8	Foré	Béton	E.A.U	Sable
Proj441e	Circulaire	1.1	19	Foré	Béton	E.A.U	Multicouche
Proj442e	Circulaire	1.1	19	Foré	Béton	E.A.U	Multicouche
Proj443e	Circulaire	1.1	19	Foré	Béton	E.A.U	Multicouche

Proj444e	Circulaire	1	19	Foré	Béton	E.A.U	Multicouche
PileA1bis	Circulaire	0.45	9.50	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileA2	Circulaire	0.55	9.45	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileA3	Circulaire	0.41	9.45	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileA4	Circulaire	0.41	9.45	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileB1	Circulaire	0.93	9.51	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileB2	Circulaire	0.93	9.57	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileB3	Circulaire	0.51	9.58	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileB4	Circulaire	0.51	9.58	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileC2	Circulaire	0.55	9.38	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileC3	Circulaire	0.41	9.45	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
PileC4	Circulaire	0.41	9.52	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
57	(1400*368*24) m	0.37	14	Battage	Acier	France	Multicouche
175-P11	Circulaire	0.406	10	Battage	Béton	Bruxelles	Argile
217-P1	Circulaire	0.9	16	Foré	Béton	Yougoslavie	Argile
217-P2	Circulaire	1.20	18	Foré	Béton	Yougoslavie	Argile
592-P1	Circulaire	0.70	27.2	Foré	Béton	France	Argile
592-P2	Circulaire	0.680	16.5	Foré	Béton	France	Marne
592-P3	Circulaire	0.68	16	Foré	Béton	France	Marne
776	Circulaire	0.220	7.60	vérinage	Acier	Saint Albin	Multicouche
776-Atlas	Circulaire	0.55	18	Visé	Béton	Belgique	Multicouche
1373P5	Circulaire	0.381	48	Battage	Acier	Italie	Argile
1373P6	Circulaire	0.381	48	Battage	Acier	Italie	Argile

ANNEXE 02

Les résultats des critères de capacité portante, et les résultats de rapport de capacité portante dans chaque site

1. Les résultats de capacité portante Q_L (kN)

• Sable

(1/2)

Pieu	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B
almurr1	-	3201.23	-	-	-
almurr2	4673.31	2071.82	3227.71	-	-
Pieu98	3932.52	3205.26	2907.84	-	-
Pieu65	-	-	-	-	-
Pieu MANKH 1	1901.44	1500	1337.83	1164.56	-
Pieu MANKH 2	2506.91	1981.42	1931.9	1590.564	-
Pieu MANKH 3	3842.54	3040.24	2831.13	2695.871	-
Pieu 80	-	-	-	-	-
Pieu 130	1173.01	904.79	978.13	-	-
Pieu 4 MAJJAZ 1	-	-	1581.24	-	-
Pieu 76 MAJJAZ 2	4552.42	2276.16	2954.16	-	-
SHUHEEN – Pieu10	5632.397	2000	4933.5	-	-
Pieu 68	8019.934	4806.5	5542.85	-	-
Pieu 53	7020.816	3282.35	4797.99	-	-
IND1.GRE	1432.739	934.21	866.55	-	-
Pieu 62	2679.65	2343.65	3080.68	-	-
Pieu 63	2604.698	1747.36	1844.17	-	-

Pieu 16	-	-	858.69	-	-
Pieu 44	2972.99	3300.31	-	-	-
Pieu 54	4524.817	2103.4	2650.35	-	-
Pieu 67	4313.707	2002.47	2723.16	-	-
Pieu 55	3032.793	1654.49	2052.66	-	-
Pieu 23	85739.01	1460.06	1527.15	-	-
Pieu 66	2295.89	1494.73	1504.83	-	-
Pieu 254	10214.05	5551.08	3725.12	-	-
Pieu 413	11528.19	5931.88	8683.85	-	-
Pieu 195	8993.93	4770.89	6030.28	-	-
Pieu 465	8019.934	4760.06	5542.85	-	-
Pieu 44	2079.288	1502.47	1458.95	-	-
Pieu 86	3899.302	2200	2059.07	-	-
Pieu PTP1	-	-	2272.43	-	-
Pieu 124	-	-	-	-	-
Pieu PTP2	23717.13	6470.58	3352.26	-	-
Pieu 60	3271.396	8185.75	9080.88	-	-
Pieu PTP3	3202.46	-	4650.52	-	-
Pieu 116	12005.58	3195.04	8502.73	-	-
Pieu 17	2766.906	2210.52	1313.38	-	-
Pieu 59	-	2204.33	4221.19	-	-
Pieu 46	-	2801.85	1461.64	-	-
Pieu 35	1760.227	1275.54	1326.56	-	-
Pieu 39	2974.262	1752.63	2192.86	-	-

Pieu 73	9610.085	3797.21	6595.23	-	-
Pieu 200	9547.476	4603.71	6475.18	-	-
Pieu 24	4432.808	2207.43	2643.39	-	-
Pieu 9	1945.434	1545.2	1393.3	-	-
Pieu14	5077.99	3253.86	3734.65	-	-
Pieu 38	5810.319	3200	4279.89	-	-
Pieu 37	2972.99	1424.14	2069.3	-	-
Pieu 27	7477.908	1419.81	868.63	-	-
Pieu 23	2184.35	1460.06	1609.4	-	-
Pieu 80	2724.833	1454.79	2019.44	-	-
Pieu 29	6305.162	1402.47	5099.99	-	-
Pieu 44	6651.533	2902.16	4772.47	-	-
Pieu 15	4934.951	3003.09	3366.05	-	-
Pieu 17	5162.964	3010.52	3458.95	-	-
Pieu 36	4255.3	2204.64	3211.12	-	-
Pieu 20	1698.796	1386.84	1245.41	-	-
Pieu 30	14274	8185.75	14246.38	-	-
Pieu 41	9744.396	8235.29	8088.22	-	-
Pieu 3	11360.98	7981.42	9080.88	-	-
796-Bato	8688	7863.77	8267.35	3454.085	8005.26
796-PieuA	6036	NA	7385.61	4001.684	-
796-PieuB	6161.3	3869.96	6438.27	4001.684	5129.1
796-PieuC	5173.3	4705.88	4731.56	2548.441	3249.22
796-PieuD	4266	4024.76	3893.41	2548.441	2667.95

796-Soleton1	3145	-	2872.83	1656.837	2767.05
1291	9407	-	-	912.664	4521.67
P222	2404.02	2328.17	-	1993.119	2128.48
S24	4412.2	2249.53	-	-	-
S25	9862.32	7944.27	-	-	-
S26	3429.03	2157.89	-	-	-
Proj4e	4676	2083.59	-	-	4575.41
Proj8P1e	885	-	-	-	867.12
Proj8P2	944	894.61	-	-	932.52
Proj10e	5632.4	2052.63	-	-	5310
Proj13e	1486.24	904.02	-	-	1452
Proj14 Majaz3e	4691.1	2302.16	-	-	4547
Proj14 Majaz4e	2604.7	1704.33	-	-	2547.3
Proj19e	2195.3	1501.23	-	-	2143.04
Proj71e	1901.44	1400.92	-	1078.91	1708
Proj72e	2586.1	2015.48	-	1720.864	2392
Proj73e	3843	3000	-	2681.83	3607.5
Proj92e	4426.02	2200	-	-	4275
Proj111e	7020.82	3110.83	-	-	6805
Proj112e	16205.1	-	-	-	15064.12
Proj161e	4313.71	2095.35	-	-	4152.7
Proj162e	3032.79	1654.48	-	-	-
Proj171e	1887	1506.03	-	-	1864.2
Proj172e	2295.19	1502.63	-	-	2254.19

Proj221e	12006	3176.47	-	-	11018.1
Proj222e	6766.9	2017.33	-	-	6256.82
Proj241e	1760.23	1287.15	-	-	1740
Proj242e	2973.08	1792.56	-	-	2909
Proj261e	4432.81	2133.12	-	-	4246.42
Proj262e	1945.75	1555.26	-	-	1921.64
Proj281e	5077.99	3207.43	-	-	4983
Proj282e	5812.44	3204.33	-	-	5675.33
Proj301e	2184.35	1454.79	-	-	2139
Proj302e	2724.83	1452.01	-	-	2622
Proj311e	6305.16	2929.41	-	-	6030.1
Proj312e	13276.8	3770.89	-	-	12220
Proj391e	4934.95	3008.05	-	-	4838.85
Proj392e	5162.96	3009.28	-	-	5047.67
Proj401e	4255.3	2145.51	-	-	4187.4
Proj402e	1698.8	1354.95	-	-	1681.8

• **Sable**

(2/2)

Pieu	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
almurr1	11431	-	7172	-	-	-
almurr2	5747.8	746.36	3168.68	1045.18	-	-
Pieu98	5410.5	992.09	3400.76	1005.57	-	-
Pieu65	13262.46	-	137212.2	1473.68	-	3140.24
Pieu MANKH 1	2631.96	503.77	1714.28	600	1107.554	1527.04

Pieu MANKH 2	2314.27	1032.67	2002.48	1052.63	-	2163.46
Pieu MANKH 3	4347.5	992.7	3307.64	1235.29	-	3180.2
Pieu 80	945.26	240.16	58987.68	240.86	-	-
Pieu 130	646.62	361.84	877.42	-	-	-
Pieu 4 MAJJAZ 1	-	-	355712.11	-	-	3096.04
Pieu 76 MAJJAZ 2	4387.83	785.28	3342.74	783.28	-	2259.38
SHUHEEN – Pieu10	4243.4	674.3	3252.75	1033.74	-	2127.4
Pieu 68	8206.25	-	5977.2	1185.14	-	-
Pieu 53	7863.1	-	4756.4	1083.6	-	3182.69
IND1.GRE	1582.35	-	1138.47	2113	-	-
Pieu 62	3834.31	343.28	3078.4	632.07	-	2340.37
Pieu 63	2785.92	764.22	1982	773.06	-	1747.6
Pieu 16	-	595.89	14335.66	1171.76	-	-
Pieu 44	-	541.62	15400.47	1031.57	-	3403.7
Pieu 54	4178.88	1135.98	2986.51	-	-	-
Pieu 67	3717	-	2709.55	1080.5	-	2109.69
Pieu 55	2775.6	1074.41	2104.49	1074.3	-	1668.72
Pieu 23	2585.04	585.86	1577.81	832.94	-	1516.83
Pieu 66	2215.05	534.07	1743.19	903.16	-	1516.58
Pieu 254	13101.17	540.67	8963.71	535.79	-	5586.54
Pieu 413	10246.33	1729.35	7648	1078.63	-	5576.92
Pieu195	9007.82	1862.43	6642.96	2801.23	-	4798.08
pieu465	8391.98	2859.65	4172.23	1610.83	-	4798.08
Pieu 44	2594.33	1625.4	5977.2	1600.62	-	1519.23

Pieu 86	5224.34	1584.89	1629.92	783.15	-	2242.79
Pieu PTP1	10342.319	537.83	4005.36	1715.17	-	4563.7
Pieu 124	55247.648	746.3	191958.26	-	-	-
Pieu PTP2	19498.746	-	1864208.9	2568.11	-	5936.3
Pieu 60	4146.29	2579.88	26205.78	4112.69	-	8230.77
Pieu PTP3	54194.357	-	8663.62	734.52	-	2201.92
Pieu 116	6278.62	-	4180.15	1612.38	-	-
Pieu 17	9256.687	742.81	15303.41	1085.14	-	2110.58
Pieu 59	14180.25	734.72	9968.34	1424.14	-	-
Pieu 46	1615.548	-	9788.56	-	-	-
Pieu 35	2703.615	-	1282.97	660.55	-	1293.87
Pieu 39	9966.771	606.4	2141.31	596.9	-	1799.88
Pieu 73	9884.848	-	6266.99	1600	-	3771.39
Pieu 200	5059.31	2380.57	6690.64	1627.86	-	4041.06
Pieu 24	1983.26	-	2987.89	783.28	-	-
Pieu 9	1999.02	590.24	1567.23	586.31	-	1480.76
Pieu14	4711.63	1100.18	3746.75	1077.09	-	3264.19
Pieu 38	4977.011	1086.61	1567.23	1081.42	-	3232.07
Pieu 37	6264.576	497.02	4089.63	734.11	-	1466.35
Pieu 27	7463.427	-	2263.08	1119.5	-	1467.03
Pieu 23	3468.526	489.4	4221.34	487.43	-	1466.35
Pieu 80	4012.413	488.56	1649.74	733.12	-	1466.35
Pieu 29	5417.398	1491.91	1895.09	1469.04	-	-
Pieu 44	5686.363	1297.36	3886.13	1268.42	-	3766.83

Pieu 15	7786.206	-	4699.87	1053.25	-	3038.46
Pieu 17	3198.369	1045.06	3796.92	1035.91	-	3038.46
Pieu 36	3075.841	821.046	2466.3	1077.39	-	2150.24
Pieu 20	17448.902	427.046	1403.54	-	-	1370.67
Pieu 30	9884.848	7257.43	11522.52	4123.84	-	8213.28
Pieu 41	14903.03	5760.719	8145.87	1382.04	-	8208.63
Pieu 3	4253.918	7384.42	8663.62	1393.18	-	-
796-Bato	11857.52	-	7357.682	3004.7	-	-
796-PieuA	5520.43	-	4812.796	3012.29	4622.999	4734.41
796-PieuB	6112.17	4801.93	5893.43	-	4984.554	5981.75
796-PieuC	5856.3	1965.69	4305.265	3004.39	2471.215	-
796-PieuD	5171.18	-	3622.037	2495.29	1107.554	3521.788
796-Soleton1	3277.42	1765.21	2486.051	1432.19	1698.96	-
1291	15318.18	-	6731.623	-	3650.659	6707.934
P222	2651.02	1543.35	1238.56	1775.54	2000.28	1187.844
S24	4750.73	-	2792.85	4671.45	-	2271.08
S25	10950.14	-	7166.923	4671.45	-	6821.255
S26	4049.85	536.63	2386.942	798.97	-	2193.51
Proj4e	4863.92	2083.59	3205.296	1400.7	-	4676
Proj8P1e	-	-	59689.403	-	-	885
Proj8P2	-	-	803.755	-	-	944
Proj10e	4801.46	1070.73	803.755	1373.49	-	5632.4
Proj13e	1617.39	NA	1178.878	489.3	-	1486.24
Proj14 Majaz3e	8582.6	884.06	3380.308	1202.63	-	4691.1

Proj14 Majaz4e	3860.01	585.13	3380.308	872.82	-	2604.7
Proj19e	1946.87	-	1790.123	-	-	2195.3
Proj71e	2756.2	-	1725.199	748.31	1198.539	1901.44
Proj72e	3834.01	1066.8	2071.333	1051.92	-	2586.1
Proj73e	5364.85	-	3277.678	1507.58	-	3843
Proj92e	-	-	3336.126	782.69	-	4426.02
Proj111e	9025.17	2161.96	4732.837	1621.98	-	7020.82
Proj112e	18236.68	-	12735.467	3042.1	-	16205.1
Proj161e	4004.69	1185.92	2700.698	1080.23	-	4313.71
Proj162e	2864.61	637.47	2119.533	836.23	-	3032.79
Proj171e	3476.83	-	1458.43	-	-	1887
Proj172e	2212.07	680.36	1749.287	784.69	-	2295.19
Proj221e	10587.24	1589.62	6423.664	1620.12	-	12006
Proj222e	4976.83	1676.72	4171.841	1081.42	-	6766.9
Proj241e	3021.79	-	1281.631	-	-	1760.23
Proj242e	5824.19	698.65	2140.576	906.22	-	2973.08
Proj261e	5056.89	1001.52	3008.411	-	-	4432.81
Proj262e	4289.39	-	1572.984	1469.42	-	1945.75
Proj281e	7003.66	1184.54	3728.32	1623.83	-	5077.99
Proj282e	7583.69	1298.05	4066.435	1621.98	-	5812.44
Proj301e	3795.16	-	1648.211	735.83	-	2184.35
Proj302e	3932.4	636.41	1899.499	733.88	-	2724.83
Proj311e	6276.51	1526.03	3877.156	1469.44	-	6305.16
Proj312e	8887.34	2353.05	6621.846	1923.01	-	13276.8

Proj391e	7727.27	1245.3	3675.989	1522.86	-	4934.95
Proj392e	8872.18	-	3795.733	1518.26	-	5162.96
Proj401e	3167.74	1236.53	2460.501	1078.19	-	4255.3
Proj402e	3189.44	-	9076.415	492.65	-	1698.8

• **Multicouche**

(1/2)

Pieu	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B
PileA1bis	3267.18	4117.64	-	2392.586	2912.84
PileA2	3713.17	-	-	2422.072	-
PileA3	3787.03	3808.05	-	1953.103	2865.78
PileA4	3001.51	2863.77	-	1953.103	2458.51
PileB1	3659	-	-	2192.642	-
PileB2	4629.27	5990.71	-	3060.937	3551.7
PileB3	4092.12	3575.85	-	2134.231	3479.87
PileB4	3944.83	3436.53	-	2134.231	3429.56
PileC2	3042.8	-	-	1888.514	-
PileC3	3239.75	2656.34	-	1935.973	-
PileC4	2699.06	2492.26	-	1539.595	2257.89
300	3128.41	2715.17	2807.54	2198.258	-
P57	2350.01	2157.89	643	2034.54	-
776	150.11	80.18	-	-	-
796 Atlas	2115.1	-	1940	1729.851	-
Proj441e	18828.5	7987.61	-	-	17897.65
Proj442e	9741.7	8167.18	-	8213.984	9503.51

Proj443e	11321.9	8185.75	-	-	11042.52
Proj444e	17549.9	8105.26	-	-	17039.7

• **Multicouche**

(2/2)

Pieu	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
PileA1bis	3237.04	2522.72	2584.79	-	2415.051	2793.88
PileA2	47.1	1603.37	3004.86	1842.84	2990.732	2896.634
PileA3	3813.66	2273.27	3062.06	2497.8	2007.862	2939.503
PileA4	3134.89	2118.28	2524.35	1250.89	1615.417	2348.198
PileB1	50.05	2126.14	2940.34	2014.52	2219.601	2911.06
PileB2	5533.72	-	3837.66	1997.64	3103.601	3653.85
PileB3	4200.87	-	3439.17	1867.05	2190.395	3292.308
PileB4	4134.89	-	3284.99	2580.61	2160.207	3217.55
PileC2	3391.98	928.81	2429.18	1464.14	1902.555	2390.625
PileC3	3472.62	-	2584.79	1728.01	1956.192	2482.877
PileC4	2760.99	-	2362.89	1431.11	1587.335	-
300	3074.41	2036.87	2511.487	1502.36	2203.594	2490.99
P57	2079.18	2018.86	2123.32	1720.58	2052.232	2061.497
776	119.81	-	98.98	-	-	85.396
796 Atlas	2361.63	1511.9	1840.79	1249.59	1844.124	1831.37
Proj441e	13246.57	6807.54	9115.174	4129.25	-	18828.5
Proj442e	9628.54	6325.97	8121.785	5511.3	-	9741.7
Proj443e	9874.63	6662.89	8633.272	6872.81	-	11321.9
Proj444e	13688.9	7030.41	11976.106	-	-	17549.9

2. Les résultats de rapport de capacité portante

- Sable

(1/2)

Pieu	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B
almurr1	-	0.440	-	-	-
almurr2	1.582	0.701	1.09	-	-
Pieu98	1.321	1.076	0.976	-	-
Pieu65	-	-	-	-	-
Pieu MANKH 1	1.360	1.072	0.956	0.832	-
Pieu MANKH 2	1.361	1.076	1.049	0.863	-
Pieu MANKH 3	1.358	1.074	1.000	0.952	-
Pieu 80	-	-	-	-	-
Pieu 130	1.424	1.098	1.187	-	-
Pieu 4 MAJJAZ 1	-	-	0.013	-	-
Pieu 76 MAJJAZ 2	1.706	0.853	1.107	-	-
SHUHEEN – Pieu10	1.885	0.669	1.651	-	-
Pieu 68	1.426	0.855	0.986	-	-
Pieu 53	1.536	0.718	1.051	-	-
IND1.GRE	1.065	0.695	0.644	-	-
Pieu 62	1.169	1.023	1.344	-	-
Pieu 63	1.462	0.981	1.035	-	-
Pieu 16	-	-	0.202	-	-
Pieu 44	0.669	0.743	-	-	-
Pieu 54	1.544	0.718	0.904	-	-

Pieu 67	1.618	0.751	1.022	-	-
Pieu 55	1.572	0.857	1.064	-	-
Pieu 23	7.158	0.122	0.1272	-	-
Pieu 66	1.504	0.979	0.986	-	-
Pieu 254	1.694	0.921	0.618	-	-
Pieu 413	1.759	0.905	1.325	-	-
Pieu195	1.602	0.845	1.074	-	-
pieu465	1.598	0.948	1.104	-	-
Pieu 44	0.906	0.655	0.636	-	-
Pieu 86	1.589	0.897	0.839	-	-
Pieu PTP1	-	-	0.582	-	-
Pieu 124	-	-	-	-	-
Pieu PTP2	0.086	0.023	0.012	-	-
Pieu 60	0.397	0.995	1.104	-	-
Pieu PTP3	0.261		0.379	-	-
Pieu 116	2.013	0.536	1.426	-	-
Pieu 17	0.636	0.508	0.302	-	-
Pieu 59	-	0.404	0.774	-	-
Pieu 46	-	0.715	0.373	-	-
Pieu 35	1.196	0.866	0.901	-	-
Pieu 39	1.080	0.636	0.796	-	-
Pieu 73	1.621	0.640	1.112	-	-
Pieu 200	1.889	0.911	1.281	-	-
Pieu 24	1.960	0.976	1.169	-	-

Pieu 9	1.401	1.113	1.003	-	-
Pieu14	1.564	1.002	1.150	-	-
Pieu 38	1.842	1.014	1.357	-	-
Pieu 37	1.218	0.584	0.848	-	-
Pieu 27	2.371	0.450	0.275	-	-
Pieu 23	1.136	0.759	0.837	-	-
Pieu 80	1.498	0.801	1.110	-	-
Pieu 29	1.912	0.425	1.547	-	-
Pieu 44	1.760	0.768	1.263	-	-
Pieu 15	1.239	0.754	0.845	-	-
Pieu 17	1.739	1.014	1.165	-	-
Pieu 36	1.767	0.915	1.333	-	-
Pieu 20	0.476	0.388	0.349	-	-
Pieu 30	1.469	0.843	1.466	-	-
Pieu 41	1.209	1.022	1.004	-	-
Pieu 3	1.587	1.115	1.268	-	-
796-Bato	1.188	1.075	1.130	0.472	1.094
796-PieuA	1.203	-	1.472	0.798	-
796-PieuB	1.154	0.725	1.206	0.749	0.961
796-PieuC	1.361	1.238	1.245	0.670	0.855
796-PieuD	1.280	1.208	1.168	0.765	0.801
796-Soleton1	1.341	-	1.225	0.707	1.180
1291	1.393	-	-	0.135	0.669
P222	1.249	1.209	-	1.035	1.106

S24	1.251815788	0.63822972	-	-	-
S25	1.248	1.005	-	-	-
S26	1.543	0.971	-	-	-
Proj4e	1.357	0.605	-	-	1.328
Proj8P1e	0.057	-	-	-	0.056
Proj8P2	1.044	0.989	-	-	1.032
Proj10e	1.689	0.615	-	-	1.592
Proj13e	1.208	0.734	-	-	1.179
Proj14 Majaz3e	1.239	0.608	-	-	1.201
Proj14 Majaz4e	1.147	0.751	-	-	1.122
Proj19e	1.119	0.765	-	-	1.092
Proj71e	1.187	0.874	-	0.673	1.066
Proj72e	1.204	0.938	-	0.801	1.114
Proj73e	1.133	0.885	-	0.791	1.064
Proj92e	1.365	0.679	-	-	1.319
Proj111e	1.353	0.599	-	-	1.312
Proj112e	1.193	-	-	-	1.109
Proj161e	1.447	0.703	-	-	1.393
Proj162e	1.497	0.817	-	-	-
Proj171e	0.937	0.748	-	-	0.926
Proj172e	1.333	0.873	-	-	1.309
Proj221e	1.644	0.435	-	-	1.508
Proj222e	1.605	0.478	-	-	1.484
Proj241e	0.973	0.712	-	-	0.962

Proj242e	1.176	0.709	-	-	1.151
Proj261e	1.276	0.614	-	-	1.222
Proj262e	0.926	0.740	-	-	0.915
Proj281e	1.274	0.805	-	-	1.250
Proj282e	1.326	0.731	-	-	1.295
Proj301e	1.081	0.720	-	-	1.059
Proj302e	1.303	0.694	-	-	1.254
Proj311e	1.453	0.675	-	-	1.389
Proj312e	1.704	0.484	-	-	1.568
Proj391e	1.238	0.754	-	-	1.214
Proj392e	1.109	0.647	-	-	1.085
Proj401e	1.494	0.753	-	-	1.470
Proj402e	0.619	0.494	-	-	0.613

• **Sable**

(2/2)

Pieu	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
almurr1	1.573	-	0.987	-	-	-
almurr2	1.945	0.253	1.072	0.354	-	-
Pieu98	1.816	0.333	1.1411	0.337	-	-
Pieu65	0.342	-	3.539	0.038	-	0.081
Pieu MANKH 1	1.881	0.360	1.225	0.429	0.792	1.092
Pieu MANKH 2	1.256	0.561	1.087	0.571	-	1.175
Pieu MANKH 3	1.536	0.351	1.169	0.436	-	1.124
Pieu 80	0.063	0.016	3.905	0.016	-	-

Pieu 130	0.785	0.439	1.065	-	-	-
Pieu 4 MAJJAZ 1	-	-	2.961	-	-	0.026
Pieu 76 MAJJAZ 2	1.645	0.294	1.253	0.294	-	0.847
SHUHEEN – Pieu10	1.420	0.226	1.089	0.346	-	0.712
Pieu 68	1.459	-	1.063	0.211	-	-
Pieu 53	1.721	-	1.041	0.237	-	0.696
IND1.GRE	1.177	-	0.847	1.571	-	-
Pieu 62	1.673	0.149	1.343	0.276	-	1.021
Pieu 63	1.564	0.429	1.113	0.434	-	0.981
Pieu 16	-	0.140	3.381	0.27	-	-
Pieu 44	-	0.122	3.467	0.232	-	0.766
Pieu 54	1.426	0.388	1.019	-	-	-
Pieu 67	1.395	-	1.017	0.405	-	0.792
Pieu 55	1.438	0.557	1.090	0.557	-	0.865
Pieu 23	0.216	0.049	0.132	0.069	-	0.126
Pieu 66	1.452	0.349	1.142	0.592	-	0.994
Pieu 254	2.173	0.089	1.487	0.089	-	0.927
Pieu 413	1.563	0.264	1.167	0.165	-	0.851
Pieu195	1.604	0.332	1.183	0.499	-	0.855
pieu465	1.672	0.569	0.831	0.321	-	0.956
Pieu 44	1.131	0.708	2.605	0.697	-	0.662
Pieu 86	2.129	0.646	0.664	0.319	-	0.914
Pieu PTP1	2.648	0.138	1.025	0.439	-	1.168
Pieu 124	0.668	0.009	2.322	-	-	-

Pieu PTP2	0.071	-	6.776	0.009	-	0.022
Pieu 60	0.504	0.313	3.185	0.499	-	1.000
Pieu PTP3	4.415	-	0.706	0.059	-	0.179
Pieu 116	1.053	-	0.701	0.270	-	-
Pieu 17	2.129	0.171	3.519	0.249	-	0.485
Pieu 59	2.599	0.135	1.827	0.261	-	-
Pieu 46	0.412	-	2.499	-	-	-
Pieu 35	1.837	-	0.872	0.449	-	0.879
Pieu 39	3.619	0.220	0.777	0.217	-	0.654
Pieu 73	1.666	-	1.056	0.269	-	0.636
Pieu 200	1.001	0.471	1.324	0.322	-	0.799
Pieu 24	0.877	0.349	1.321	0.346	-	-
Pieu 9	1.439	0.425	1.129	0.422	-	1.066
Pieu14	1.451	0.338	1.154	0.332	-	1.005
Pieu 38	1.578	0.344	0.497	0.343	-	1.024
Pieu 37	2.568	0.204	1.676	0.301	-	0.601
Pieu 27	2.366	-	0.717	0.355	-	0.465
Pieu 23	1.803	0.254	2.195	0.253	-	0.762
Pieu 80	2.206	0.268	0.907	0.403	-	0.806
Pieu 29	1.643	0.452	0.575	0.445	-	-
Pieu 44	1.505	0.343	1.028	0.336	-	0.997
Pieu 15	1.955	-	1.179	0.264	-	0.763
Pieu 17	1.077	0.352	1.279	0.349	-	1.023
Pieu 36	1.277	0.341	1.024	0.447	-	0.893
Pieu 20	4.889	0.119	0.393	-	-	0.384

Pieu 30	1.017	0.747	1.186	0.424	-	0.845
Pieu 41	1.849	0.715	1.011	0.171	-	1.019
Pieu 3	0.594	1.031	1.210	0.194	-	-
796-Bato	1.621	-	1.006	0.411	-	-
796-PieuA	1.101	-	0.959	0.601	0.922	0.944
796-PieuB	1.145	0.899	1.104	-	0.934	1.121
796-PieuC	1.541	0.517	1.133	0.790	0.650	-
796-PieuD	1.552	-	1.087	0.749	0.332	1.057
796-Soleton1	1.398	0.753	1.060	0.611	0.725	-
1291	2.269	-	0.997	-	0.541	0.994
P222	1.377	0.802	0.643	0.922	1.039	0.617
S24	1.348	-	0.792	1.325	-	0.644
S25	1.386	-	0.907	0.591	-	0.863
S26	1.823	0.241	1.074	0.359	-	0.987
Proj4e	1.412	0.605	0.930	0.406	-	1.357
Proj8P1e	-	-	3.831	-	-	0.057
Proj8P2	-	-	0.889	-	-	1.044
Proj10e	1.439	0.321	0.241	0.412	-	1.689
Proj13e	1.314	-	0.958	0.397	-	1.208
Proj14 Majaz3e	2.267	0.233	0.893	0.318	-	1.239
Proj14 Majaz4e	1.700	0.258	1.489	0.384	-	1.147
Proj19e	0.992	-	0.912	-	-	1.119
Proj71e	1.720	-	1.077	0.467	0.748	1.187
Proj72e	1.785	0.497	0.965	0.489	-	1.204

Proj73e	1.582	-	0.967	0.444	-	1.133
Proj92e	-	-	1.029	0.241	-	1.366
Proj111e	1.739	0.417	0.912	0.313	-	1.353
Proj112e	1.343	-	0.938	0.224	-	1.193
Proj161e	1.343	0.398	0.906	0.362	-	1.447
Proj162e	1.414	0.315	1.046	0.413	-	1.497
Proj171e	1.727	-	0.724	-	-	0.937
Proj172e	1.285	0.395	1.016	0.456	-	1.333
Proj221e	1.449	0.218	0.879	0.222	-	1.644
Proj222e	1.181	0.398	0.989	0.256	-	1.606
Proj241e	1.671	-	0.709	-	-	0.973
Proj242e	2.305	0.276	0.847	0.358	-	1.176
Proj261e	1.456	0.288	0.866	-	-	1.276
Proj262e	2.042	-	0.749	0.699	-	0.926
Proj281e	1.757	0.297	0.935	0.407	-	1.274
Proj282e	1.729	0.296	0.927	0.369	-	1.326
Proj301e	1.878	-	0.816	0.364	-	1.081
Proj302e	1.881	0.304	0.908	0.351	-	1.303
Proj311e	1.446	0.352	0.893	0.338	-	1.453
Proj312e	1.141	0.302	0.849	0.247	-	1.704
Proj391e	1.938	0.312	0.922	0.382	-	1.238
Proj392e	1.907	-	0.816	0.326	-	1.109
Proj401e	1.112	0.434	0.864	0.378	-	1.494
Proj402e	1.163	-	3.310	0.179	-	0.619

• **Argile**

(1/2)

Pieu	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B
175-P11	1.790	0.737	-	-	-
217-P1	1.989	-	-	-	-
217-P2	0.977	0.810	2.601	-	-
592-P1	1.113	1.067	2.042	0.907	-
1373P5	1.144	-	1.273	0.873	0.872
1373P6	1.054	-	1.108	0.802	0.911

• **Argile**

(2/2)

Pieu	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
175-P11	0.989	-	0.880	0.602	-	-
217-P1	0.937	-	1.077	0.271	-	0.724
217-P2	0.912	-	0.767	0.201	-	0.732
592-P1	-	0.742	0.952	0.276	-	0.900
1373P5	1.119	0.835	1.040	-	0.885	0.959
1373P6	1.464	0.885	0.989	-	0.813	0.973

• **Marne**

(1/2)

Pieu	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B
175-P11	1.096	0.934	1.126	0.722	-
217-P1	1.241	1.288	1.153	0.776	-

• **Marne**

(2/2)

Pieu	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	PARECT
175-P11	1.756	0.455	0.931	0.471	0.959	-
217-P1	1.509	0.219	1.061	0.759	0.992	-

• **Multicouche**

(1/2)

Pieu	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B
PileA1bis	1.120	1.412	-	0.820	0.999
PileA2	1.604	-	-	1.046	-
PileA3	1.305	1.313	-	0.673	0.988
PileA4	1.289	1.231	-	0.839	1.056
PileB1	1.616	-	-	0.968	-
PileB2	1.178	1.525	-	0.779	0.904
PileB3	1.302	1.138	-	0.679	1.108
PileB4	1.253	1.092	-	0.678	1.089
PileC2	1.396		-	0.866	-
PileC3	1.292	1.059	-	0.772	-
PileC4	1.260	1.164	-	0.719	1.054
300	1.268	1.101	1.138	0.891	-
P57	1.221	1.121	0.334	1.057	-
776	1.404	0.750	-	-	-
796 Atlas	1.159	-	1.063	0.948	-
Proj441e	1.555	0.659	-	-	1.478
Proj442e	1.169	0.981	-	0.986	1.141

Proj443e	1.225	0.886	-	-	1.195
Proj444e	1.322	0.610	-	-	1.283

• **Multicouche**

(2/2)

Pieu	Chin	Bulter et Hoy	Hansen	Davisson	10% de B
PileA1bis	1.110	0.865	0.886	-	0.828
PileA2	0.020	0.692	1.298	0.796	1.292
PileA3	1.315	0.784	1.056	0.861	0.692
PileA4	1.347	0.910	1.085	0.537	0.694
PileB1	0.022	0.939	1.299	0.889	0.980
PileB2	1.408	-	0.977	0.508	0.789
PileB3	1.337	-	1.095	0.594	0.697
PileB4	1.314	-	1.044	0.820	0.686
PileC2	1.556	0.426	1.114	0.672	0.873
PileC3	1.385	-	1.031	0.689	0.780
PileC4	1.289	-	1.103	0.668	0.741
300	1.246	0.825	1.018	0.609	0.893
P57	1.080	1.049	1.103	0.894	1.067
776	1.121	-	0.926	-	-
796 Atlas	1.294	0.828	1.009	0.685	1.010
Proj441e	1.094	0.562	0.753	0.341	-
Proj442e	1.156	0.759	0.975	0.662	-
Proj443e	1.069	0.721	0.934	0.744	-
Proj444e	1.031	0.529	0.902	-	-

ANNEXE 03

Les valeurs de Q_L moyenne , et λ moyenne avec leurs coefficients de variation pour chaque pieu donné

1. Les valeurs de Q_L moyenne et COV (%)

- Sable

Pieu	Q_L moyenne (kN)	COV (%)
almurr1	7268.07	56.63
almurr2	2954.41	62.07
Pieu98	2979.22	52.89
Pieu65	38772.14	169.79
Pieu MANKH 1	1398.84	44.47
Pieu MANKH 2	1841.81	28.23
Pieu MANKH 3	2830.35	38.82
Pieu 80	15103.49	193.72
Pieu 130	823.63	34.34
Pieu 4 MAJJAZ 1	120129.80	169.83
Pieu 76 MAJJAZ 2	2667.65	53.88
SHUHEEN – Pieu10	2987.18	61.09
Pieu 68	5622.98	45.63
Pieu 53	4569.56	51.07
IND1.GRE	1344.55	34.79
Pieu 62	2291.55	53.00

Pieu 63	1781.13	41.28
Pieu 16	4240.50	158.81
Pieu 44	4441.78	123.91
Pieu 54	2929.99	43.40
Pieu 67	2665.15	40.78
Pieu 55	1929.68	37.08
Pieu 23	11978.09	248.87
Pieu 66	1525.94	39.07
Pieu 254	6027.26	74.77
Pieu 413	6552.89	57.30
Pieu195	5613.45	46.42
pieu465	5019.45	46.27
Pieu 44	2294.69	67.01
Pieu 86	2452.93	58.17
Pieu PTP1	3906.13	89.18
Pieu 124	82650.73	119.18
Pieu PTP2	275107.44	254.73
Pieu 60	8226.68	93.48
Pieu PTP3	12274.56	168.75
Pieu 116	5962.41	64.01
Pieu 17	4348.68	119.50
Pieu 59	5455.49	99.43
Pieu 46	3916.91	101.11
Pieu 35	1471.90	42.84

Pieu 39	2753.87	109.75
Pieu 73	5932.25	52.27
Pieu 200	5053.22	50.18
Pieu 24	2261.15	56.57
Pieu 9	1388.44	38.77
Pieu14	3245.79	45.55
Pieu 38	3154.32	57.14
Pieu 37	2439.76	79.65
Pieu 27	3154.21	94.47
Pieu 23	1923.36	69.13
Pieu 80	1818.65	62.02
Pieu 29	3297.29	66.62
Pieu 44	3778.90	51.11
Pieu 15	3983.12	52.96
Pieu 17	2968.39	46.32
Pieu 36	2407.73	46.84
Pieu 20	3568.74	171.86
Pieu 30	9713.50	36.19
Pieu 41	8058.52	46.81
Pieu 3	7159.77	46.33
796-Bato	7312.29	39.26
796-PieuA	5015.78	26.35
796-PieuB	5337.41	17.22
796-PieuC	3801.12	34.74

796-PieuD	3331.84	34.47
796-Soleton1	2344.61	30.33
1291	6749.96	68.73
P222	1925.04	25.41
S24	3524.64	34.37
S25	7902.73	28.45
S26	2221.83	57.21
Proj4e	3445.56	41.43
Proj8P1e	15581.63	188.72
Proj8P2	903.78	6.58
Proj10e	3334.61	65.73
Proj13e	1230.58	32.98
Proj14 Majaz3e	3785.12	65.24
Proj14 Majaz4e	2269.91	50.43
Proj19e	1961.98	14.12
Proj71e	1602.10	36.55
Proj72e	2147.18	39.87
Proj73e	3390.68	32.63
Proj92e	3240.97	45.79
Proj111e	5187.43	51.75
Proj112e	13581.43	40.25
Proj161e	2980.87	46.88
Proj162e	2025.41	50.27
Proj171e	2013.25	36.91

Proj172e	1721.70	39.23
Proj221e	7303.40	63.71
Proj222e	4214.34	55.91
Proj241e	1808.50	35.24
Proj242e	2527.17	63.58
Proj261e	3473.14	42.49
Proj262e	2100.03	47.00
Proj281e	3985.84	48.89
Proj282e	4384.34	50.73
Proj301e	2020.24	46.64
Proj302e	2090.73	53.87
Proj311e	4339.87	49.79
Proj312e	7791.22	61.84
Proj391e	3986.03	52.93
Proj392e	4652.72	49.43
Proj401e	2848.31	46.40
Proj402e	2741.83	105.92

- **Argile**

Pieu	Q_i moyenne (kN)	COV (%)
175-P11	1201.22	46.54
217-P1	10998.14	63.16
217-P2	7496.52	74.97
592-P1	5582.59	49.50

1373P5	2774.51	15.23
1373P6	3019.70	20.18

- **Marne**

Pieu	Q_l moyenne (kN)	COV (%)
592-P2	3881.71	41.72
592-P3	2981.34	37.84

- **Multicouche**

Pieu	Q_l moyenne (kN)	COV (%)
PileA1bis	2915.97	19.07
PileA2	2315.11	49.27
PileA3	2900.81	24.97
PileA4	2326.89	26.02
PileB1	2264.17	46.66
PileB2	3928.79	32.08
PileB3	3141.32	27.53
PileB4	3147.04	22.80
PileC2	2179.82	37.02
PileC3	2507.07	24.93
PileC4	2141.39	25.31
300	2466.91	20.24
P57	1924.11	24.74
776	106.89	26.76

796 Atlas	1824.93	17.59
Proj441e	12105.11	48.65
Proj442e	8328.41	18.55
Proj443e	9239.46	20.88
Proj444e	13277.17	33.44

2. Les valeurs de λ moyenne et COV (%)

- Sable

Pieu	λ moyenne	COV (%)
almurr1	1	56.63
almurr2	1	62.07
Pieu98	1	52.89
Pieu65	1	169.79
Pieu MANKH 1	1	44.46
Pieu MANKH 2	1	28.23
Pieu MANKH 3	1	38.82
Pieu 80	1	193.72
Pieu 130	1	34.34
Pieu 4 MAJJAZ 1	1	169.83
Pieu 76 MAJJAZ 2	1	53.88
SHUHEEN – Pieu10	1	61.09
Pieu 68	1	45.63
Pieu 53	1	51.07

IND1.GRE	1	34.79
Pieu 62	1	53.00
Pieu 63	1	41.28
Pieu 16	1	158.81
Pieu 44	1	123.91
Pieu 54	1	43.40
Pieu 67	1	40.78
Pieu 55	1	37.08
Pieu 23	1	248.87
Pieu 66	1	39.07
Pieu 254	1	74.77
Pieu 413	1	57.30
Pieu195	1	46.42
pieu465	1	46.27
Pieu 44	1	67.01
Pieu 86	1	58.17
Pieu PTP1	1	89.18
Pieu 124	1	119.18
Pieu PTP2	1	254.73
Pieu 60	1	93.48
Pieu PTP3	1	168.75
Pieu 116	1	64.01
Pieu 17	1	119.50

Pieu 59	1	99.43
Pieu 46	1	101.11
Pieu 35	1	42.84
Pieu 39	1	109.75
Pieu 73	1	52.27
Pieu 200	1	50.18
Pieu 24	1	56.57
Pieu 9	1	38.77
Pieu14	1	45.55
Pieu 38	1	57.14
Pieu 37	1	79.66
Pieu 27	1	94.47
Pieu 23	1	69.13
Pieu 80	1	62.02
Pieu 29	1	66.62
Pieu 44	1	51.11
Pieu 15	1	52.96
Pieu 17	1	46.32
Pieu 36	1	46.84
Pieu 20	1	171.86
Pieu 30	1	36.19
Pieu 41	1	46.81
Pieu 3	1	46.33
796-Bato	1	39.26

796-PieuA	1	26.35
796-PieuB	1	17.22
796-PieuC	1	34.74
796-PieuD	1	34.47
796-Soleton1	1	30.33
1291	1	68.73
P222	1	25.41
S24	1	34.37
S25	1	28.45
S26	1	57.21
Proj4e	1	41.43
Proj8P1e	1	188.72
Proj8P2	1	6.58
Proj10e	1	65.73
Proj13e	1	32.98
Proj14 Majaz3e	1	65.24
Proj14 Majaz4e	1	50.43
Proj19e	1	14.12
Proj71e	1	36.55
Proj72e	1	39.87
Proj73e	1	32.63
Proj92e	1	45.79
Proj111e	1	51.75
Proj112e	1	40.25

Proj161e	1	46.88
Proj162e	1	50.27
Proj171e	1	36.91
Proj172e	1	39.23
Proj221e	1	63.71
Proj222e	1	55.91
Proj241e	1	35.24
Proj242e	1	63.58
Proj261e	1	42.49
Proj262e	1	47.00
Proj281e	1	48.89
Proj282e	1	50.73
Proj301e	1	46.63
Proj302e	1	53.87
Proj311e	1	49.80
Proj312e	1	61.85
Proj391e	1	52.93
Proj392e	1	49.43
Proj401e	1	46.40
Proj402e	1	105.92

- **Argile**

Pieu	λ moyenne	COV (%)
175-P11	1	46.54
217-P1	1	63.16
217-P2	1	74.97
592-P1	1	49.50
1373P5	1	15.24
1373P6	1	20.18

- **Marne**

Pieu	λ moyenne	COV (%)
592-P2	0.94	41.71
592-P3	1	37.84

- **Multicouche**

Pieu	λ moyenne	COV (%)
PileA1bis	1	19.07
PileA2	1	49.27
PileA3	1	24.97
PileA4	1	26.02
PileB1	1	46.66
PileB2	1	32.08
PileB3	1	27.53

PileB4	1	22.80
PileC2	1	37.02
PileC3	1	24.93
PileC4	1	25.31
300	1	20.24
P57	1	24.74
776	1	26.76
796 Atlas	1	17.59
Proj441e	1	48.65
Proj442e	1	18.55
Proj443e	1	20.88
Proj444e	1	33.44

ANNEXE 04

Les résultats des méthodes de capacité portante, et les résultats de rapport de capacité portante à partir de l'essai SPT dans chaque site

1. Les résultats des méthodes de capacité portante Q_L (kN)

Pieu	Aoki	Bazaraa	Décourt	Lopes	Meyerhof	Shioi
almurr1	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
almurr2	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu98	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
Pieu65	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
Pieu MANKH1	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu MANKH2	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu MANKH3	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
Pieu 80	1837.19	1403.13	2794.38	1234.19	822.31	738.59
Pieu 130	1837.19	1403.13	2794.38	1234.19	822.31	738.59
Pieu 4 MAJJAZ 1	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Pieu 76 MAJJAZ 2	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
SHUHEEN – Pieu10	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Pieu 68	7501.01	6018.09	10996.88	4790.25	3263.06	2839.21
Pieu 53	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
IND1.GRE	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 62	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Pieu 63	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85

Pieu 16	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 44	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.009	2071.66
Pieu 54	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu 67	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Pieu 55	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu 23	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 66	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 254	9082.74	7322.56	13265.32	5769.91	3939.60	3416.32
Pieu 413	9082.74	7322.56	13265.32	5769.91	3939.60	3416.32
pieu195	7501.01	6018.09	10996.88	4790.25	3263.06	2839.21
pieu465	7501.01	6018.09	10996.88	4790.25	3263.06	2839.21
Pieu 44	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.8	1054.05
Pieu 86	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.663
Pieu PTP1	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
Pieu 124	7501.01	6018.09	10996.88	4790.25	3263.06	2839.21
Pieu PTP2	7501.01	6018.09	10996.88	4790.25	3263.06	2839.21
Pieu 60	3653.748588	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu PTP3	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu 116	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
Pieu 17	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu 59	3653.74	2867.64	5447.4447	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu 46	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Pieu 35	3653.74	2867.64	5447.44	2388.176	1610.23	1421.85
Pieu 39	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97

Pieu 73	6068.93	4840.79	8937.75	3900.08	2649.33	2314.43
Pieu 200	7501.01	6018.09	10996.88	4790.25	3263.06	2839.21
Pieu 24	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu 9	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu14	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.00	2071.66
Pieu 38	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.0	2071.66
Pieu 37	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 27	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 23	2670.64	2071.88	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 80	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Pieu 29	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Pieu 44	6068.93	4840.79	8937.75	3900.08	2649.33	2314.43
Pieu 15	6068.93	4840.79	8937.75	3900.08	2649.33	2314.43
Pieu 17	6068.93	4840.79	8937.75	3900.08	2649.33	2314.43
Pieu 36	5409.014	4299.82	7986.68	3488.55	2366.0	2071.66
Pieu 20	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Pieu 30	10814.14	8754.18	15743.07	6839.05	4678.92	4045.75
Pieu 41	10814.14	8754.18	15743.07	6839.05	4678.92	4045.75
Pieu 3	10814.14	8754.18	15743.07	6839.05	4678.92	4045.75
Proj4e	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj8P1e	2235.21	1721.58	3379.154	1489.13	995.74	889.78
Proj8P2	2235.21	1721.58	3379.15	1489.13	995.74	889.78
Proj10e	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Proj13e	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05

Proj14Majaz3e	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Proj14Majaz4e	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj19e	2670.64	2071.81	4016.2	1766.44	1184.87	1054.05
Proj71e	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Proj72e	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj73e	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.0	2071.66
Proj92e	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj111e	5409.01	4299.82	7986.68	3488.55	2366.0	2071.66
Proj112e	7501.01	6018.09	10996.88	4790.25	3263.06	2839.21
Proj161e	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Proj162e	3653.748	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj171e	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Proj172e	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Proj221e	5409.014	4299.82	7986.68	3488.55	2366.0	2071.66
Proj222e	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj241e	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj242e	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97
Proj261e	3653.748	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85
Proj262e	2670.64	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Proj281e	5409.014	4299.82	7986.68	3488.551	2366.0	2071.66
Proj282e	5409.014	4299.8217	7986.68	3488.55	2366.0	2071.66
Proj301e	2670.644	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Proj302e	2670.644	2071.81	4016.25	1766.44	1184.87	1054.05
Proj311e	4786.51	3790.64	7087.94	3099.38	2098.38	1841.97

Proj312e	6068.93	4840.79	8937.75	3900.08	2649.33	2314.43
Proj391e	6068.93	4840.79	8937.75	3900.08	2649.33	2314.43
Proj392e	6068.93	4840.79	8937.75	3900.08	2649.33	2314.43
Proj401e	5409.01	4299.82	7986.6	3488.55	2366.0	2071.66
Proj402e	3653.74	2867.64	5447.44	2388.17	1610.23	1421.85

2. Les résultats de rapport de la capacité portante

Pieu	Aoki	Bazaraa	Décourt	Lopes	Meyerhof	Shioi
almurr1	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
almurr2	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu98	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu65	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu MANKH1	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu MANKH2	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu MANKH3	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu 80	1.248	0.953	1.898	0.838	0.558	0.501
Pieu 130	1.248	0.953	1.898	0.838	0.558	0.501
Pieu 4 MAJAZ1	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Pieu 76 MAJAZ2	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
SHUHEEN – Pieu10	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Pieu 68	1.271	1.019	1.863	0.811	0.552	0.481
Pieu 53	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
IND1.GRE	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495

Pieu 62	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Pieu 63	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 16	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 44	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu 54	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 67	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Pieu 55	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 23	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 66	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 254	1.273	1.026	1.859	0.808	0.552	0.478
Pieu 413	1.273	1.026	1.859	0.808	0.552	0.478
pieu195	1.271	1.019	1.863	0.811	0.55	0.481
pieu465	1.271	1.0197	1.863	0.811	0.552	0.481
Pieu 44	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 86	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu PTP1	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu 124	1.271	1.019	1.863	0.811	0.552	0.481
Pieu PTP2	1.271	1.019	1.863	0.811	0.552	0.481
Pieu 60	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu PTP3	1.260	0.9894	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 116	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu 17	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 59	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 46	1.264	1.001	1.87	0.819	0.554	0.486

Pieu 35	1.260	0.989	1.87	0.824	0.555	0.490
Pieu 39	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Pieu 73	1.268	1.011	1.867	0.815	0.553	0.483
Pieu 200	1.271	1.019	1.863	0.811	0.552	0.481
Pieu 24	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 9	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu14	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu 38	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu 37	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 27	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 23	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 80	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Pieu 29	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Pieu 44	1.268	1.011	1.867	0.815	0.553	0.483
Pieu 15	1.268	1.011	1.867	0.815	0.553	0.483
Pieu 17	1.268	1.011	1.867	0.815	0.553	0.483
Pieu 36	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Pieu 20	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Pieu 30	1.275	1.032	1.856	0.806	0.551	0.477
Pieu 41	1.275	1.032	1.856	0.806	0.551	0.477
Pieu 3	1.275	1.032	1.856	0.806	0.551	0.477
Proj4e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Proj8P1e	1.252	0.964	1.892	0.834	0.557	0.498
Proj8P2	1.252	0.964	1.892	0.834	0.557	0.498

Proj10e	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Proj13e	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Proj14Majaz3e	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Proj14Majaz4e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.5557	0.490
Proj19e	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Proj71e	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Proj72e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Proj73e	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Proj92e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Proj111e	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Proj112e	1.271	1.019	1.863	0.811	0.552	0.481
Proj161e	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Proj162e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Proj171e	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Proj172e	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Proj221e	1.266	1.006	1.870	0.816	0.55	0.485
Proj222e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Proj241e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Proj242e	1.264	1.001	1.873	0.819	0.554	0.486
Proj261e	1.260	0.989	1.879	0.824	0.555	0.490
Proj262e	1.255	0.973	1.887	0.830	0.556	0.495
Proj281e	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Proj282e	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Proj301e	0.625	0.485	0.940	0.413	0.277	0.246

Proj302e	0.625	0.485	0.940	0.413	0.277	0.246
Proj311e	1.120	0.887	1.659	0.725	0.491	0.431
Proj312e	1.421	1.133	2.093	0.913	0.620	0.541
Proj391e	1.421	1.133	2.093	0.913	0.620	0.541
Proj392e	1.421	1.133	2.093	0.913	0.620	0.541
Proj401e	1.266	1.006	1.870	0.816	0.554	0.485
Proj402e	0.855	0.671	1.275	0.559	0.377	0.332