

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de génie civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Constructions civiles et industrielles

APPORT DES CORRELATION AU CALCUL GEOTECHNIQUE DES OUVRAGES

Par

SARI AHMED Billal

Devant le jury composé de :

D^r : KENAI saïd	Professeur, U.S.D. Blida	Président
D^r : BAHAR ramdane	Professeur, U.Tizi Ouzou	Examineur
D^r : ZITOUNI Zein El Abidine	Maître de conférence U.S.D. Blida	Examineur
D^r : ATTAR Ahmed	Chargé de cour U.S.D. Blida	Examineur
D^r : Bouafia Ali	Maître de conférence U.S.D. Blida	Rapporteur

Blida, mai 2004

RÉSUMÉ

Le présent travail peut être décomposé en quatre parties:

La première partie consiste à collecter et à classer une base de données géotechnique qui contient un nombre représentatif de paramètres d'identification, de résistance et de déformation mesurés lors des essais in-situ et au laboratoire, sur des sols de types différents (sables, argiles, limons,....).

Dans la deuxième partie, on se propose d'étudier des corrélations entre différents paramètres, in-situ ou au laboratoire, de cette base de données à l'aide d'une étude statistique, et les représenter par des valeurs ajustées.

La troisième et la quatrième partie se proposent de présenter un apport de ces corrélations au calcul de la capacité portante et le tassement des fondations superficielles.

Mots clés: base de données géotechniques, étude statistique, essais in-situ, essais de laboratoire, corrélation, capacité portante, calcul du tassement.

ABSTRACT

This study is divided into four parts:

The first part consists of building a geotechnical database containing a representative size of parameters of identification, resistance and deformation, measured in in-situ testes and in laboratories, on different types of soils (sands, clays, silts....).

In the second part, one proposes to study some usual correlations between various parameters, in-situ as well as of laboratory, using a statistical analysis, and represent them by adjusted values.

The third and fourth parts contain a contribution of these correlations to the analysis of the bearing capacity and the settlement of shallow foundations.

Key words: geotechnical database, statistical study, in-situ tests, laboratory tests, correlation, bearing capacity, settlement.

ملخص

ينقسم هذا العمل إلى أربعة أجزاء :

في الجزء الأول نقوم بتكوين و ترتيب بنك معلومات جيوتقنية يحتوي على عدد كافي من المقادير الجيوتقنية المستعملة في تعريف التربة و دراسة مقاومتها و تشوهها من خلال الفحوص الحقلية أو المخبرية و ذلك لمختلف أنواع التربة (رمل ، طين ، طمي...).

في الجزء الثاني نقوم بدراسة العلاقات بين مختلف المقادير الجيوتقنية التجريبية ، وذلك بواسطة دراسة إحصائية و تمثيلها بواسطة قيم إحصائية.

في الجزأين الثالث والرابع نقوم باستغلال هذه العلاقات لدراسة قدرة حمل و مقدار هبوط الأساسات السطحية.

مفتاح الكلمة : بنك معلومات ، فحص مخبري ، دراسة إحصائية ، العلاقات ، قدرة الحمل ، هبوط الأساسات السطحية.

REMERCIEMENTS

Je témoigne mes profonds remerciements à mon directeur de thèse le Dr.Ali. BOUAFIA pour m'avoir guidé, aidé et soutenu durant l'élaboration de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance et de mon respect.

Mes vifs remerciements sont adressés à monsieur le président de jury ainsi que messieurs les honorables membres du jury qui vont m'honorer de leurs critiques et jugements,

Je tient aussi à remercier les directeurs ainsi que les personnels des organismes qui m'ont soutenu durant la période de collecte des données, en particulier: L.N.H.C centre d'Alger, la C.E.T.A.M de Médèa, C.T.C Médèa et le C.T.C Blida Centre.

Mes sincères remerciements sont adressés à tous les enseignants de l'institut Génie Civil.

Je ne pourrai oublier M^{rs}. Radouhan, Smail, Mohamed, Soufian et Sid-Ali, pour leurs patiences et leurs encouragements.

Enfin ma profonde gratitude est exprimée à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1: Droite de Mohr-Coulomb	17
Figure 1.2: Pointe fixe avec manchon de frottement latéral	21
Figure 1.3: Pointes et tiges de pénétromètre dynamique	24
Figure 1.4: Schéma général de l'appareil pressiométrique	27
Figure 1.5: Types de fondations superficielles	28
Figure 1.6: Notations, courbes de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle	29
Figure 1.7: Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$ recommandées par TERZAGHI et PECK, les valeurs de N_γ sont dues à MEYERHOF	32
Figure 1.8: Facteur de portance pressiométrique pour semelles carrées et circulaires	34
Figure 1.9: Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes	35
Figure 1.10: Définition de la pression nette équivalente p_{le}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène	36
Figure 1.11: Définition de la résistance de pointe équivalente pour les fondations superficielles et profondes	39
Figure 1.12: Relation entre l'indice de compressibilité C_c et N_m	45
Figure 1.13: Valeurs du facteur d'influence de déformation vertical I_z	46
Figure 1.14: Tassement d'un sol monocouche sous une semelle rectangulaire	48
Figure 1.15: Application de la méthode de Steinbrenner dans un massif multicouches	48
Figure 1.16: Relation entre la teneur en eau w et le coefficient de compressibilité $C_c/(1+e_0)$ pour les tourbes de Normandie	58
Figure 1.17: Relation entre le taux de variation de la perméabilité et l'indice des vides initial e_0 des argiles du Canada	59
Figure 1.18: Relations entre la limite de liquidité w_l et l'indice de compression	60
Figure 1.19: Relation entre la pression limite nette pressiométrique $(p_l - p_0)$ et la résistance de cône statique q_c pour les sables de Dunkerque	61
Figure 1.20: Relation entre la pression limite nette pressiométrique $(p_l - p_0)$ et la résistance de cône statique q_c pour des argiles de provenances diverses	61

Figure 1.21: Relation entre les résistances de cône statique q_c et dynamique q_d pour des sables argileux	62
Figure 1.22: Limitations des corrélations: variabilité à l'intérieur d'un site (données du site expérimental des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Cubzac-les-Ponts)	63
Figure 1.23: Distributions unimodales	65
Figure 1.24: Distributions bimodales	65
Figure 1.25: Distributions plurimodales	66
Figure 1.26: Forme d'une loi normale	67
Figure 1.27: Forme d'une loi normale standard	67
Figure 1.28: Zone d'acceptation de H_0 / zone de rejet de H_0	70
Figure 2.1: Localisation des projets	73
Figure 2.2: Méthode de Butterfield	80
Figure 2.3: Enveloppe des minima d'un pénétrogramme	80
Figure 3.1: Dimensions de la fondation et de la couche du sol	121
Figure 3.2: Dimension de la fondation et de la couche du sol	123
Figure 4.1: Dimension de la fondation et de la couche du sol	130
Figure 4.2: Dimensions de la fondation et de la couche du sol	133
Graphique 2.1: Distribution géographique des projets	74
Graphique 2.2: Périodes d'essais	75
Graphique 2.3: Profondeurs des sondages carottés	76
Graphique 2.4: Profondeurs des sondages à la tarière	77
Graphique 2.5: Nombre de sondages préssiométriques par projet	77
Graphique 2.6: Nombre de sondages pénétrométriques (DPT) par projet	78
Graphique 2.7: Nombre de sondages pénétrométriques (CPT) par projet	78
Graphique 2.8: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les argiles en général	82
Graphique 2.9: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les argiles carbonatées	83
Graphique 2.10: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les argiles graveleuses	84
Graphique 2.11: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les sables	84

Graphique 2.12: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_i) pour les argiles en général	85
Graphique 2.13: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_i) pour les argiles carbonatées	86
Graphique 2.14: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_i) pour les argiles graveleuses	86
Graphique 2.15: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_i) pour les sables	87
Graphique 2.16: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles en général	91
Graphique 2.17: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles carbonatées	92
Graphique 2.18: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles graveleuses	93
Graphique 2.19: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles sableuses	93
Graphique 2.20: Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_i) pour les argiles en général	94
Graphique 2.21: Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_i) pour les argiles carbonatées	95
Graphique 2.22: Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_i) pour les argiles graveleuses	95
Graphique 2.23: Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_i) pour les argiles sableuses	96
Graphique 2.24: Variation du rapport (c_u/p_i) pour les argiles peu plastiques à très plastiques	99
Graphique 2.25: Variation du facteur de cône N_k pour les argiles peu plastiques à très plastiques	101
Graphique 2.26: Variation du facteur N_k^d pour les argiles peu plastiques à très plastiques	104
Graphique 2.27: Variation du rapport c_u/σ_c pour les argiles peu plastiques à très plastiques	106

Graphique 2.28: Variation du rapport c_u/σ_{v0} pour les argiles peu plastiques à très plastiques	107
Graphique 3.1: Variation du facteur de portance pénétrométrique k_c en fonction de la profondeur pour les argiles	113
Graphique 3.2: Variation du facteur de portance pénétrométrique k_c en fonction de la profondeur pour les argiles et les sables	114
Graphique 3.3: Facteur de portance pénétrométrique dynamique k_d pour différents types d'argiles: Semelle carrée	117
Graphique 3.4: Facteur de portance pénétrométrique dynamique k_d pour différents types d'argiles: Semelle filante	118
Graphique 3.5: Comparaison entre le k_d du DTU 13-12 et le k_d proposé pour les argiles	118
Graphique 3.6: Variation de la pression limite p_l en fonction de la profondeur	120
Graphique 3.7: Variation de la résistance en pointe q_c en fonction de la profondeur	120
Graphique 3.8: Variation de la pression limite p_l en fonction de la profondeur	122
Graphique 3.9: Variation de la résistance en pointe q_d en fonction de la profondeur	123
Graphique 4.1: Variation du module pressiométrique E_m en fonction de la profondeur	129
Graphique 4.2: Variation de la résistance en pointe q_c en fonction de la profondeur	129
Graphique 4.3: Variation du module pressiométrique E_m en fonction de la profondeur	132
Graphique 4.4: Variation de la résistance en pointe q_c en fonction de la profondeur	132
Tableau 1.1: Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$, $N_q(\varphi')$	32
Tableau 1.2: Définition des catégories conventionnelles des sols en fonction de p_l	33
Tableau 1.3: Définition des catégories conventionnelles des sols en fonction de q_c	37
Tableau 1.4: Facteur de portance pénétrométrique k_c	38
Tableau 1.5: Facteur de portance pénétrométrique k_d	40
Tableau 1.7: Coefficient rhéologique α	42
Tableau 1.6: Coefficient de forme λ_c et λ_d	43
Tableau 1.8: Valeurs du facteur d'influence I_ρ^k dans le cas des fondations souples	50
Tableau 1.9: Valeurs du facteur d'influence I_ρ^k dans le cas des fondations rigides	50
Tableau 2.1: Localisation des projets	74
Tableau 2.2: Types d'ouvrages dans les projets	74

Tableau 2.3: Les organismes qui ont fait les projets	75
Tableau 2.4: Résumées des tests d'ajustements pour les différents types de sol	88
Tableau 2.5: Résumé des calculs des moyennes m et des écarts types σ	89
Tableau 2.6: Résumés des tests d'ajustements pour les différents types de sol	97
Tableau 2.7: Résumé des calculs des moyennes m et des écarts types σ	98
Tableau 2.8: Test d'ajustements pour le rapport (c_u/p_l)	100
Tableau 2.9: Test d'ajustements pour le rapport $(q_c - \sigma_{v0})/c_u$	101
Tableau 2.10: Valeurs du facteur de cône N_k	102
Tableau 2.11: Test d'ajustements pour le rapport $((q_d - \sigma_{v0})/c_u$	103
Tableau 2.12: Test d'ajustements pour le rapport (c_u/σ_c)	105
Tableau 2.13: Test d'ajustements pour le rapport (c_u/σ_{v0})	107
Tableau 3.1: Valeurs de k_c pour les argiles	111
Tableau 3.2: Valeurs de k_c pour les argiles carbonatées	112
Tableau 3.3: Valeurs de k_c pour les sables	112
Tableau 3.4: Valeurs de k_c pour les argiles	112
Tableau 3.5: Valeurs de k_c pour les argiles carbonatées	113
Tableau 3.6: Valeurs de k_c pour les sables	113
Tableau 3.7: Valeurs de k_d pour les argiles	115
Tableau 3.8: Valeurs de k_d pour les argiles carbonatées	116
Tableau 3.9: Valeurs de k_d pour les argiles graveleuses	116
Tableau 3.10: Valeurs de k_d pour les argiles sableuses	116
Tableau 3.11: Valeurs de k_d pour les argiles	116
Tableau 3.12: Valeurs de k_d pour les argiles carbonatée	117
Tableau 3.13: Valeurs de k_d pour les argiles graveleuses	117
Tableau 3.14: Valeurs de k_d pour les argiles sableuses	117
Tableau 3.15: Valeurs de p_l et q_c en fonction de la profondeur	120
Tableau 3.16: Valeurs de p_l et q_d en fonction de la profondeur	123
Tableau 4.1: Tableau récapitulatif	128
Tableau 4.2: Valeurs de E_m et q_c en fonction de la profondeur	130
Tableau 4.3: Valeurs de E_m et q_c en fonction de la profondeur	133

TABLE DES MATIERES

AVERTISSEMENT	1
RESUME	2
REMERCIEMENTS	5
TABLE DES MATIERES	6
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES, ET TABLEAUX	9
INTRODUCTION	14
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
Introduction	15
1.1. Revue des essais de laboratoire	16
1.1.1. Essais de laboratoire	16
1.2. Revue des essais in-situ	18
1.2.1. Le pénétromètre statique	18
1.2.2. Le pénétromètre dynamique	21
1.2.3. L'essai préssiométrique	24
1.3. Introduction au calcul des fondations superficielles	28
1.3.1. Types de fondations superficielles	28
1.3.2. Capacité portante et tassement	28
1.4. Revue des corrélations entre les essais	51
1.4.1. Origines des relations et corrélation dans les sols	51
1.4.2. Domaines d'utilisation des corrélations	53
1.4.3. Principales techniques d'étude des corrélations	53
1.4.4. Exemples de corrélations	57
1.4.5. Domaines de validité des corrélations	62
1.5. Introduction à l'interprétation statistique des données	64
1.5.1. Etude de statistique et corrélations	64
Conclusion	71

2. ANALYSE DES CORRELATIONS LOCALES	
Introduction	72
2.1. Présentation de la base de données	73
2.1.1. Collecte des données	73
2.1.2. Etude statistique de la base des données	73
2.1.3. Essais rencontrés dans les projets	75
2.1.4. Méthodes d'interprétation	79
2.2. Etude de la corrélation pressiomètre / pénétromètre statique	81
2.2.1. Corrélations pénétromètre statique/ pressiomètre (CPT / PMT)	81
2.2.2. Test d'ajustement de khi-carré dans le cas des corrélations (CPT / PMT)	87
2.2.3. Calcul de la moyenne et de l'écart type de l'échantillon	88
2.2.4. Comparaison avec les corrélations dans la littérature	89
2.3. Etude de la corrélation pressiomètre/pénétromètre dynamique	90
2.3.1. Corrélations pénétromètre dynamique/ pressiomètre (DPT / PMT)	90
2.3.2. Test d'ajustement de khi-carré dans le cas des corrélations (DPT / PMT)	96
2.3.3. Calcul de la moyenne et de l'écart type de l'échantillon	97
2.3.4. Comparaison avec la corrélation de la littérature	98
2.4. Etude de la corrélation PMT / essai de laboratoire	99
2.4.1. Corrélation entre la cohésion non drainée c_u et la pression limite p_l	99
2.5. Etude de la corrélation CPT / essai de laboratoire	100
2.5.1. Corrélation entre la résistance en pointe statique q_c , la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale σ_{v0}	100
2.5.2. Test d'ajustement de khi-carré pour la corrélation $(q_c - \sigma_{v0}) / c_u$	101
2.5.3. Valeurs de N_k dans la littérature	102
2.6. Etude de la corrélation DPT / essai de laboratoire	103
2.6.1. Corrélation entre la résistance en pointe dynamique q_d , la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale σ_{v0}	103
2.6.2. Test d'ajustement de khi-carré pour la corrélation $((q_d - \sigma_{v0}) / c_u)$	103
2.6.3. Valeurs de N_k^d dans la littérature	104
2.7. Etude de la corrélation entre les essais de laboratoire	105
2.7.1. Corrélation entre la cohésion apparente c_u et la contrainte consolidation σ_c	105
2.7.2. Corrélation entre la cohésion apparente c_u et la contrainte totale pour les sol fin σ_{v0}	106

Conclusion	108
3. ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	
Introduction	109
3.1. Proposition d'une méthode pénétro-statique locale	110
3.1.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard	110
3.1.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai CPT	110
3.1.3. Calcul du facteur de portance pénétrométrique	111
3.2. Proposition d'une méthode pénétro-dynamique locale	114
3.2.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai DPT	114
3.2.2. Calcul du facteur de portance pénétrométrique	115
3.3. Etude comparative avec les méthodes courantes	119
3.3.1. Comparaison entre la méthode préssiométrique et la méthode pénétro-statique locale	119
3.3.2. Comparaison entre la méthode préssiométrique et la méthode pénétro-dynamique	122
Conclusion	125
4. ETUDE DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	
Introduction	126
4.1. Estimation du tassement à partir du pénétromètre statique	127
4.1.1. Rappel du calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre de Ménard	127
4.1.2. Estimation du tassement à partir des résultats du pénétromètre statique	127
4.1.3. Exemple de calcul	128
4.2. Etude comparative avec des méthodes courantes	131
4.2.1. Présentation de l'exemple de calcul	132
4.2.2. Méthode préssiométrique	133
4.2.3. Méthode pénétrométrique (utilisation des corrélations)	134
4.2.4. Calcul du tassement par la méthode de Steinbrenner sur la base de CPT	135
Conclusion	136
CONCLUSION	137
LISTE DES SYMBOLES	139
REFERENCES	143

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des corrélations entre les essais in-situ et de laboratoire est basée d'une part, sur une bonne connaissance des essais eux mêmes, c'est-à-dire de leurs principes ainsi que de leurs objectifs et des caractéristiques mesurées, et d'autre part sur une connaissance de quelques notions de statistique descriptive. On a devisé notre étude en quatre chapitres:

Dans le premier chapitre, nous avons mené une étude bibliographique comprenant une revue générale des essais in-situ et des essais de laboratoire. Nous avons fait un rappel du principe, du but et des caractéristiques mesurées par quelques essais rencontrés lors de la collecte de la base de données. Ensuite, nous avons procédé à une revue des méthodes de calcul de la capacité portante et du tassement des fondations superficielles d'une part, et des corrélations rencontrées dans la littérature d'autre part. Enfin nous avons présenté une introduction à l'interprétation statistique des données.

Nous présenterons, dans le deuxième chapitre, notre base de données et nous aborderons :

- les corrélations entre les différents essais in-situ notamment le PMT, CPT et le DPT,
- les corrélations entre les essais in-situ et les essais de laboratoire
- et les corrélations entre les différents essais de laboratoire.

Dans le troisième et le quatrième chapitre, nous exposerons les apports des corrélations dans le calcul géotechnique des fondations superficielles, notamment la capacité portante et le tassement, où nous traiterons quelques exemples sélectionnés à partir de la base de données.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction:

Ce chapitre se propose de présenter une étude bibliographique des différents essais géotechniques qui seront analysés dans cette thèse, ainsi que les différentes corrélations existant entre ces essais selon la littérature.

Ce chapitre se compose de cinq paragraphes. Le premier contient une revue générale des essais de laboratoire mentionnés dans les rapports de sol.

Le deuxième paragraphe contient une présentation des essais en place (in-situ) les plus rencontrés dans les rapports du sol.

Dans le troisième paragraphe, on trouve un aperçu non exhaustif des méthodes de calcul de la capacité portante ainsi que le tassement des fondations superficielles à partir les résultats des essais in-situ et des essais laboratoires.

Le quatrième paragraphe se propose de présenter la théorie de corrélation ainsi que l'origine des différents types de corrélation entre les essais avec des exemples de la littérature.

Et enfin, le cinquième paragraphe se propose de présenter une introduction générale à l'analyse statistique des données.

1.1. Revue des essais de laboratoire :

On se propose de présenter une revue générale des essais de laboratoire rencontrés fréquemment dans les rapports de sol que nous avons collectés.

On peut classer les essais présentés ci après dans deux grandes catégories:

- Essais d'identifications,
- Essais mécaniques.

Pour les deux catégories d'essais on donne un résumé qui contient le but et paramètres mesuré.

1.1.2. Essais de laboratoire:

1.1.2.1. Essais d'identification:

Il s'agit des essais qui donnent les grandeurs d'identification du sol comme la teneur en eau w , les limites d'Atterberg (liquidité et plasticité) etc.....

a) Teneur en eau w :

Le but de l'essai est de mesurer le pourcentage d'eau qui contient un échantillon de sol à l'aide de la formule suivante :

$$w = \frac{W - W_d}{W_d} \quad (1.1)$$

Avec :

W : la teneur en eau ;

W : poids initial de l'échantillon ;

W_d : poids de l'échantillon après passage à l'étuve.

b) Limite de liquidité (w_l) et limite de plasticité (w_p):

La limite de liquidité w_l , c'est une limite qui sépare l'état liquide de l'état plastique, dans le cas de la limite de plasticité w_p , on détermine la limite qui sépare l'état plastique de l'état solide.

1.1.2.2. Essais mécaniques:

Il s'agit des essais de laboratoire destinés à la détermination des paramètres mécanique des sols comme la cohésion c et l'angle de frottement φ , la contrainte de preconsolidation σ_c etc.

1.1.2.2.1. Essai de Compressibilité:

L'essai de compressibilité (où essai oedométrique) sur un échantillon intact du sol permet d'une part d'étudier le tassement oedométrique et d'autre part de déterminer la contrainte et le coefficient de preconsolidation σ_c et C_s ainsi que le coefficient de compression C_c .

1.1.2.2.2. Essai de cisaillement à la boîte :

La boîte de Casagrande ou boîte de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. On applique par l'intermédiaire de la demi boîte supérieure un effort de compression N et un effort horizontal de traction T . La connaissance de N et T permet la détermination d'un point de la courbe intrinsèque. En effet, les composantes de la contrainte critique sont :

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{A} \quad (1.2)$$

Avec A : la surface de la boîte

En répétant plusieurs fois l'expérience on peut ainsi tracer point par point la droite de Coulomb.

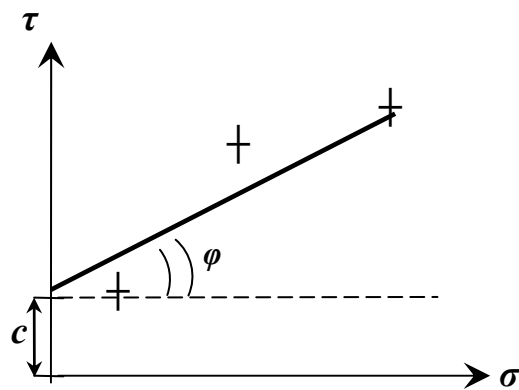


Figure 1.1: Droite de Mohr-Coulomb

Donc l'identification des sols consiste à caractériser les matériaux d'une façon suffisamment nette pour qu'on puisse comparer les comportements des différents matériaux sous les ouvrages.

En dehors de l'identification immédiate (couleur, odeur,.....), il existe, comme on a déjà vu, une série des essais de laboratoire qui permet une connaissance relativement précise des sols.

En outre, les essais de laboratoire, surtout ceux d'identification, donnent un outil efficace pour la majorité des classifications des sols connue en mécanique de sol par exemple les classifications L.C.P.C, U.S.C.S, d'Atterberg, M.I.T, etc.....

1.2.Revue des essais IN-SITU

On se propose de présenter une revue des essais in-situ les plus utilisés et les plus rencontrés dans les rapports de sol réalisés en Algérie. Ce chapitre contient une présentation de trois types d'essais in-situ:

L'essai de pénétration statique ;

L'essai de pénétration dynamique ;

L'essai pressiométrique.

Ainsi que leurs secteurs d'utilisation et leurs avantages et inconvénients.

1.2.1. Le pénétromètre statique:

1.2.1.1. Introduction :

L'idée de la pénétration d'une tige munie d'un cône afin de déduire la résistance du sol revient à BUISMAN au laboratoire du DELFT en 1932 [7].

Depuis, plusieurs générations de pénétromètres statiques ce sont succédées avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base. Les premiers appareils étaient à transmission mécanique des efforts à la pointe à l'aide des tiges intérieurs. BEGEMAN (1953) introduisait un manchon de frottement latéral. Par la suite, pendant les années soixante, on assistait à la naissance des pénétromètres à pointe électrique [6]

1.2.1.2. Principe de l'essai:

L'essai consiste à enfoncer une tige de 30 à 100 mm de diamètre environ, finissant par une pointe conique, dans le sol mais avec une vitesse constante de l'ordre de 20 mm/s et de mesurer l'effort nécessaire à l'enfoncement de la tige à une profondeur donnée. L'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas de l'argile [6].

1.2.1.3. Appareillage:

On distingue en général deux catégories d'appareils :

1.2.1.3.1. Le pénétromètres à cône fixe:

Le cône est solidaire à la tige comme le montre la figure 1.2 Ainsi on mesure simultanément l'effort en pointe Q_p et l'effort total de pénétration Q_l de la tige .

L'effort de frottement latéral Q_f est obtenu par différence des deux efforts :

$$Q_f = Q_l - Q_p \quad (1.3)$$

Les mesures des efforts Q_l et Q_p sont continues et obtenues à l'aide de capteurs de force (Pesons) placés en pointe et dans la tige.

Comme exemple de pénétromètre à cône fixe, on cite les pénétromètres Parez, Fugro, C.E.B.T.P Frankipfahl, 18 T.E.Fondasol, Andina, etc..... [3].

Les caractéristiques de ce dernier sont comme suit :

- diamètre des tubes et pointe: 60 mm
- résistance en pointe maximale: 50 MPa
- transmission de l'effort : par des tiges
- mesure des efforts : par anneaux dynamométriques

1.2.1.3.2. Le pénétromètre à cône mobile:

Le cône peut s'enfoncer alors que la tige est fixe. Au cours de l'essai à une profondeur donnée la tige reste fixe et la pointe descend seule de 4 cm environ .On mesure alors l'effort en pointe Q_p , ensuite, l'ensemble tige et pointe est descendu sur une profondeur de 16 cm environ, ce qui permet de lire l'effort total Q_l . L'effort de frottement latéral est obtenu par différence des deux efforts mesurés. Les mesures obtenues avec ce dispositif sont discontinues.

On peut citer à titre d'exemple les pénétromètres Meurisse, Solétanche et Gouda. Pour ce dernier, on remarque que la forme de la pointe a été conçue spécialement pour éviter l'introduction des particules fines entre la tige et la pointe .

Les caractéristiques de l'appareil Gouda sont en général comme suit :

- Diamètre de pointe: 35.7 mm (section de 10 cm²)
- Angle de la pointe: 60°
- Résistance en pointe maximale : 40 MPa
- Effort total maximal: 2 à 200 KN (suivant les modèles)
- Enfoncement : par vérin hydraulique,

1.2.1.4. Domaine d'utilisation:

Le pénétromètre statique est utilisé de préférence dans les sols ayant une dimension moyenne des grains ne dépassant pas 20 mm. La vitesse de la pénétration est de l'ordre de 2 cm /s. Selon CASSAN, l'essai pénétrométrique est à proscrire dans les argiles raides et les marnes et peut être contesté dans le cas des sables et graviers.

Récemment, il a été possible d'effectuer les mesures des pressions intersticielles en pointe au cours de l'essai de pénétration. La pointe comporte en général un capteur de pression. Une bague-filtre placée juste au dessus du cône et en contact avec l'eau interstitielle transmet la pression au capteur. L'appareil a été nommé piézécône [6].

1.2.1.5. Profondeur des sondages pénétrométriques

Les sondages pénétrométriques ont en général des profondeurs pouvant aller jusqu'à 40 m. Au-delà, le risque du flambement des tiges se fait sentir [6]. Le frottement latéral obtenu sur le pénétromètre mesure le frottement de la tige d'acier contre les grains du sol qui dépend de la rugosité d'interface tige/sol.

1.2.1.6. Applications du pénétromètre statique:

Comme le signalait le professeur VAN WAMBECKE, le pénétromètre a été conçu initialement pour simuler l'essai de chargement statique du mini pieu [9]. Par la suite, les applications se sont diversifiées, notamment dans [6]:

- la reconnaissance du sol ;
- le calcul des fondations ;
- le contrôle du compactage d'un terrain;
- la détection des nappes d'eau;
- la localisation du substratum;
- la caractérisation physique du sol (teneur en eau, densité...);
- l'analyse de la consolidation des sols fins à l'aide du piézécône (CPT-u);
- l'étude du risque de liquéfaction des couches lâches saturées par le CPT-u;
- la détermination des propriétés dynamiques du sol (module de cisaillement).

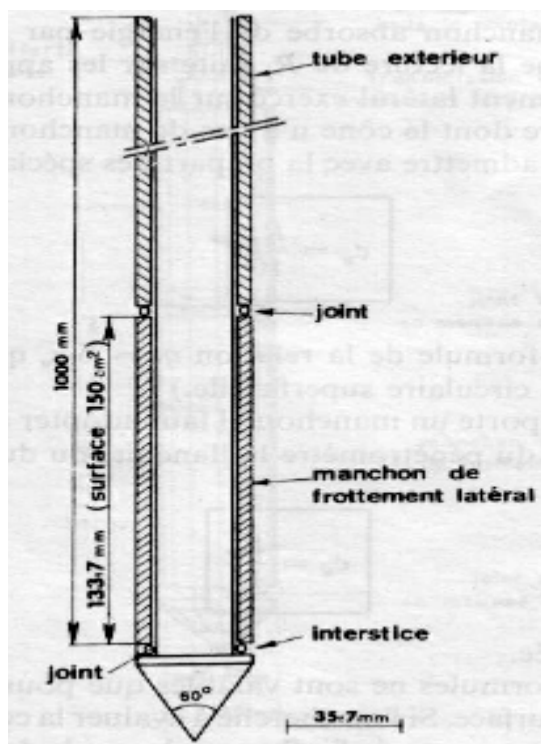


Figure 1.2 : Pointe fixe avec manchon de frottement latéral [6]

1.2.2. Le pénétromètre dynamique:

1.2.2.1. Introduction:

L'idée de la pénétration dynamique d'une tige munie d'un cône dans le sol est bien ancienne. Il paraît que cet essai a été initialement conçu pour apprécier qualitativement la densité des sols pulvérulents d'où il est quasi-impossible d'extraire des échantillons intacts.

D'autres sources avancent la thèse d'une dérivation de cet essai de la technique de mise en oeuvre des pilotis en bois connue depuis l'aube de l'histoire humaine. La première expérience connue d'essai de pénétration dynamique remonte au 17^e siècle en Allemagne. Depuis, plusieurs générations du pénétromètre dynamique se sont succédées, avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base. Actuellement, on compte un nombre de plus de 60 pays, dont 20 en Europe, utilisant couramment l'essai DPT. Il existe environ une vingtaine de documents officiels réglementant cet essai, ce qui témoigne de son utilisation fréquente dans les projets de géotechnique. L'essai DPT est le plus simple et le moins coûteux des essais in-situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé. Outre la reconnaissance géotechnique du terrain, l'essai de pénétration dynamique est un outil de calcul des fondations, bien qu'il connaît, dans ce domaine, moins de succès que d'autres essais [4].

1.2.2.2. Principe de l'essai :

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H et de mesurer le nombre de coups Nd nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur h . L'essai est en général rapide le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas des sols fins saturés.

Le paramètre Nd , en soi même, n'a aucune signification en raison du fait qu'il varie notamment avec l'intensité de l'énergie du battage, le rapport entre la masse du mouton et celle battue (enclume + tige + pointe + ...), le diamètre de la pointe et son débordement.

Il importe alors de calculer d'une manière conventionnelle une résistance dynamique q_d à la pénétration selon les formules de battage vues ultérieurement [4].

1.2.2.3. Appareillage et normalisation de l'essai :

L'appareil est composé essentiellement des éléments suivants [4]:

- le mouton sous forme d'une masse tombant en chute libre fixe et battant l'enclume du pénétromètre,
- l'enclume qui transmet l'énergie du battage aux tiges,
- les tiges qui, à leur tour, transmettent l'énergie à la pointe,
- la pointe qui est caractérisée par son angle et son diamètre. Il existe en général quatre catégories d'appareils. Plusieurs travaux de recherches ont montré que les résultats obtenus dépendent étroitement du type d'appareillage utilisé. Une telle constatation présentait un des défauts de cet essai.

1.2.2.4. Domaine d'utilisation:

Le recours à cet essai se fait généralement soit pour le balayage du terrain en phase de reconnaissance préliminaire, pour un chantier important, par un nombre représentatif des sondages DPT ce qui permet par la suite d'orienter la reconnaissance détaillée (nombre et position des sondages..), soit pour l'analyse qualitative d'un terrain (localisation du substratum, mise en évidence des cavités,) soit enfin pour l'étude d'un modeste projet de fondations où l'investigation géotechnique est, pour des raisons économiques, limitée.

Le champ d'application de cet essai s'est élargi et il est actuellement courant de réaliser des campagnes d'essai de pénétration dynamique DPT pour :

- zoner un site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude et sa capacité à recevoir une construction donnée;
- définir le toit d'un substratum rocheux,
- étudier l'homogénéité du terrain par recoupement des différents sondages pénétrométriques;
- étudier les sites où il est impossible de réaliser des massifs de réaction (site aquatique, sol tourbeux, terrain encombré...) ce qui présente un avantage important par rapport à l'essai de pénétration statique CPT;
- étudier la pénétrabilité des pieux et des rideaux de palplanches;
- caractériser la résistance des sols raides et compacts (refus de pénétration statique);
- étudier les dépôts alluvionnaires ou graveleux où l'éboulement ou la présence des gros cailloux; rendent délicats les autres essais in-situ tels que le PMT et le CPT [4].

1.2.2.5. Types d'essais de pénétration dynamique [4]:

Il existe quatre types d'essai DPT selon la taille du cône et l'énergie de battage:

- l'essai DPL (Light Dynamic Probing) : pénétration dynamique légère;
- l'essai DPM (Medium Dynamic Probing): pénétration dynamique moyenne;
- l'essai DPH (Heavy Dynamic Probing) : pénétration dynamique lourde;
- l'essai DPSH (Super Heavy Dynamic Probing) : pénétration dynamique super lourde.

1.2.2.6. Calcul de la résistance dynamique en point q_d :

A partir du nombre de coups mesuré on calcule la résistance dynamique en pointe par l'expression suivantes:

$$q_d = \frac{M^2 \cdot g \cdot H}{sp \cdot v \cdot (M + M')} \quad (1.4)$$

Avec:

M' : masse totale des tiges, du guide et de l'enclume,

M : masse du mouton,

H : hauteur de chute du mouton,

A : aire de la section droite du cône,

g : accélération de la gravité terrestre (10 m/s^2),

v : pénétration pour un coup (h/N h étant l'enfoncement de la pointe = 10 cm).

sp : section du point.

1.2.3.2. Représentation des résultats d'un essai pressiométrique:

Le résultat de l'essai se traduit par une courbe pressiométrique ayant l'allure des courbes classiques de chargement. On porte en abscisses les pressions P et en ordonnées les volumes V .

On distingue sur une courbe pressiométrique 3 phases [3]:

-Phase initiale :

Qui correspond à la mise en contact de la sonde avec le forage ;

-Phase pseudo élastique:

Les déformations restent linéaires, mais des micro-glissements non réversibles se produisent, on peut définir pendant cette phase un module de déformation ou module pressiométrique,

-Phase d'équilibre limite :

Les déformations deviennent très grandes et tendent vers l'infini pour une valeur asymptotique de p dite pression limite p_l .

1.2.3.2.1. La courbe brute:

La courbe brute est obtenue en reportant les mesures à une minute en en fonction de la pression. Avant d'introduire la sonde dans le forage, on la fait monter en pression en la disposant à l'air libre à côté du contrôleur pression-volume, on obtient ainsi la courbe d'étalonnage qui intègre tous les frottements et la rigidité propre de la membrane en caoutchouc et éventuellement des autres accessoires entourant la membrane.

1.2.3.3. Caractéristiques mesurées:

1.2.3.3.1. Le module pressiométrique (E_m) [7]:

C'est un module de distorsion du terrain mesuré dans un champ de contraintes déviatorique, il caractérise la phase pseudo-élastique de l'essai. Il ne faut évidemment pas le confondre avec le module oedométrique (mesuré dans un champ de contraintes isotropique ou sphérique). Il joue un rôle essentiel dans les calculs des tassements des fondations généralement plus important que le module oedométrique. Pratiquement le module se calcul par la formule:

$$E_m = \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot V \cdot \Delta P}{\Delta V} \quad (1.5)$$

Avec:

ν : coefficient de poisson pris égal à 0.33;

V : le volume de la sonde vide + le volume moyen injecté dans la phase pseudo-élastique;

ΔP et ΔV : sont les variations de la pression et du volume dans la phase pseudo – élastique de l'essai.

1.2.3.3.2. La pression limite théorique P_j :

Elle correspond par définition à l'état limite de rupture du terrain lorsque celui-ci est soumis à une pression uniforme sur la paroi d'une cavité cylindrique.

1.2.3.3.3. La pression de fluage P_f :

La pression de fluage peut être déterminée à partir de la courbe de fluage où on porte la différence ΔV entre les volumes mesurés à la minute et à 30s en fonction de la pression appliquée.

1.2.3.4. Avantage et inconvénients:

1.2.3.4.1. Avantage:

- Rapidité des résultats [10],
- Permet la détermination du tassement du terrain dans des conditions plus proches du réel que l'essai triaxial,
- Il permet de calculer la portance du sol.

1.2.3.4.2. Inconvénients:

- Essai relativement sophistiqué d'où nécessité d'une main d'œuvre spécialisée,
- Interprétation théorique et pratique beaucoup plus délicate que celle des diagrammes de pénétration,
- Donnent pour les couches traversées des renseignements ponctuels donc discontinus,
- Problème de transposition de résultats obtenus à partir de mesures effectuées horizontalement alors que les réactions des fondations sont généralement verticales.

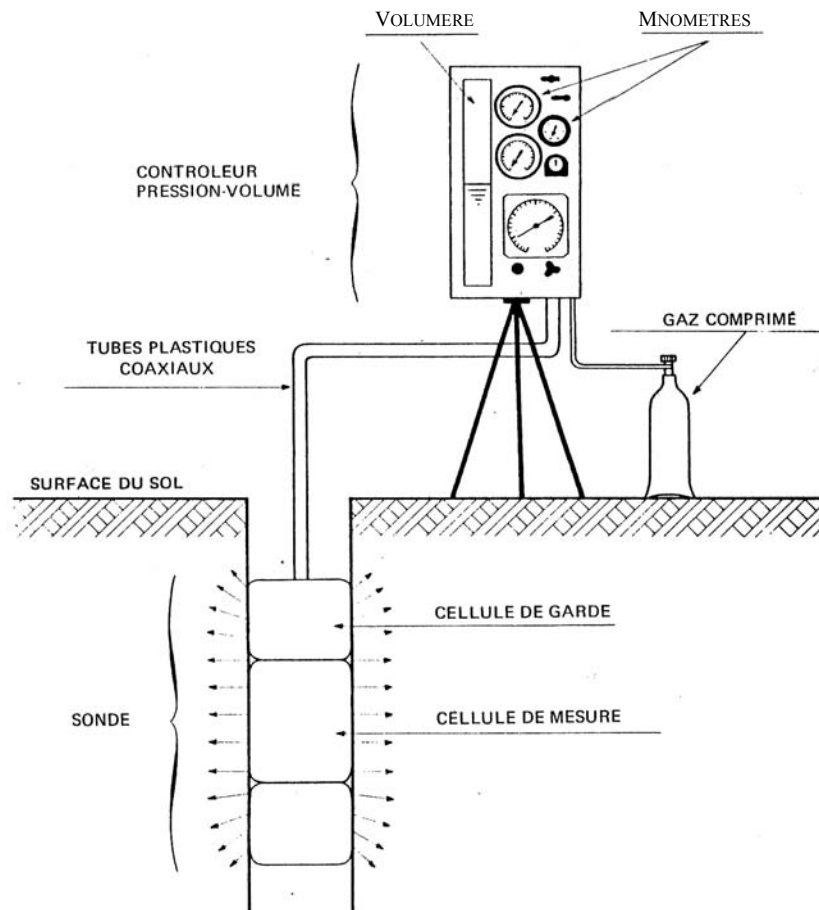


Figure 1.4 : Schéma général de l'appareil pressiométrique [7]

Donc la reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle doit ensuite donner des informations sur les caractéristiques du sol pour chaque couche.

En dehors des essais de laboratoires, les essais in-situ permettent de solliciter la matière dans son milieu naturel. Mais leur avantage principal est qu'ils sont moins coûteux [15] et on peut ainsi les multiplier pour obtenir une meilleure connaissance du sol. Par ailleurs, ils sont parfois les seuls moyens possibles lorsqu'on ne peut pas prélever d'échantillons intacts.

Enfin, ils donnent souvent des résultats globaux alors que les essais de laboratoires donnent des résultats discontinus aux points particuliers.

1.3.Introduction au calcul des fondations superficielles :

Dans ce qui suit, on va présenter d'une manière non exhaustive les méthodes courantes de calcul de la capacité portante et du tassement des fondations superficielles à partir des résultats des essais de laboratoire ainsi que les résultats des essais in-situ.

Pour le calcul de la capacité portante, on va présenter les méthodes de calcul à partir des résultats des essais suivants: oedométrique, pénétrométrique statique et dynamique ainsi que l'essai pressiométrique normal.

Pour le calcul du tassement, on va présenter la méthode pressiométrique de Ménard, la méthode pénétrométrique de Schmertmann, la méthode de Burland basée sur l'essai SPT et enfin la méthode d'élasticité de Steinbrenner et de Vesic.

1.3.1. Types de fondations superficielles:

On distingue selon la figure 1.5:

- les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer ses idées) ;
- les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres, on peut trouver dans cette catégorie les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre D) ;
- les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes, on trouve dans cette catégorie les radiers généraux.

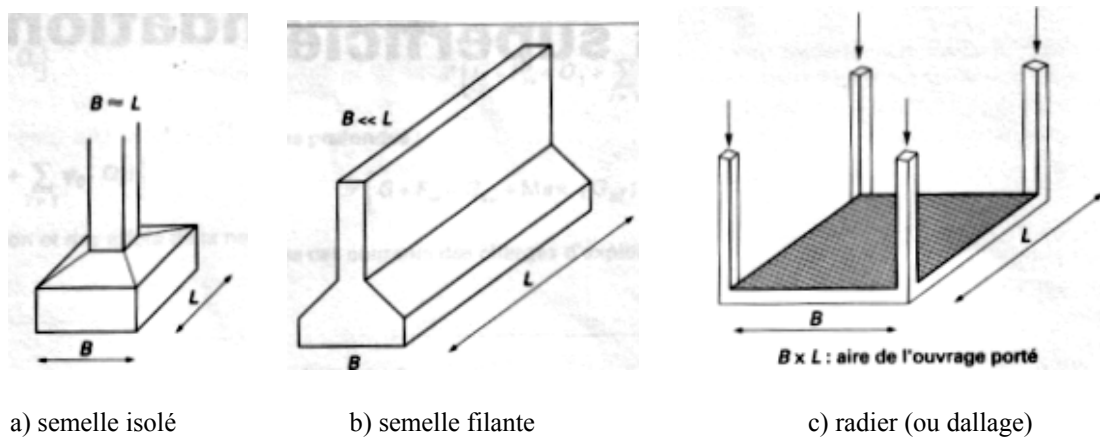


Figure 1.5:Types de fondations superficielles [1]

1.3.2. Capacité portante et tassement :

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure 1.6 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.

La largeur de la fondation est notée B et la profondeur où est située sa base est notée D . Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur D donnée et relevons les tassements s obtenus en fonction de la charge appliquée Q .

La charge q_l est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

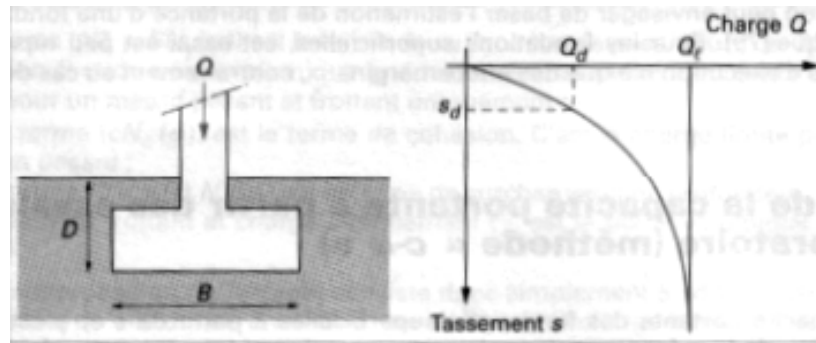


Figure 1.6:Notations, courbes de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle [1]

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera notamment à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles (point Q_d, s_d sur la figure 1.6). Dans l'approche récente, dite aux «états limites», on définit en fait plusieurs charges admissibles (ou capacités portantes de calcul) Q_d suivant la nature des actions.

1.3.2.1. Capacité portante des fondations superficielles:

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres types de fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit:

Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion c et de l'angle de frottement φ ;

Les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite p_l du préssiomètre de Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT, ou à partir de la résistance de pointe q_d du pénétromètre dynamique DPT.

1.3.2.1.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire :

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et φ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence.

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + c \cdot N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi) \quad (1.6)$$

Avec: q_l contrainte de rupture,

γ_1 poids volumique du sol sous la base de la fondation.

γ_2 poids volumique du sol latéralement à la fondation,

q surcharge verticale à la fondation,

c cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$ facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Les différents termes sont les suivants [1]:

- le premier terme ($1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation.

C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement,

- deuxième terme ($c N_c(\varphi)$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant,

- le troisième terme ($(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$) est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est ainsi du côté de la sécurité.

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u .

On prend: $c=c_u$ et $\varphi=0$ donc pour une semelle filante :

$$q_l = c_u \cdot N_c(0) + q + \gamma_2 \cdot D \quad (1.7)$$

Avec: $N_c(0) = \pi + 2$ pour les fondations lisses,

$N_c(0) = 5,71$ pour les fondations rugueuses [1]

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées donc en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont:

$$c = c' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi') + c' \cdot N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi') \quad (1.8)$$

Avec γ'_1 et γ'_2 poids volumiques effectifs.

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation dans F_w c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma_h - \gamma_w \quad (1.9)$$

Avec: γ_h : poids volumique total du sol,

γ_w : poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé):

$$q_l = \frac{1}{2} (\gamma'_1 - \gamma_w) \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi') + c' \cdot N_c(\varphi') + (q + (\gamma'_2 - \gamma_w) \cdot D) \cdot N_q(\varphi') \quad (1.10)$$

et pour une nappe à grande profondeur (sol sec):

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi') + c' \cdot N_c(\varphi') + (q + \gamma_2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi') \quad (1.11)$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte):

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi') \tan^2(\pi/4 + \varphi'/2) \text{ et } N_c = (N_q - 1) c \tan \varphi' \quad (1.12)$$

Ces valeurs sont données sur la figure 1.7 et dans le tableau 1.1.

Il existe diverses recommandations concernant les valeurs du facteur de portance N_γ (φ'), pour lequel on ne dispose pas d'une solution exacte. Le projet d'Eurocode 7-1 préconise l'expression suivante [1]:

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \quad (1.13)$$

Lorsque la base est rugueuse (pour un angle de frottement fondation-sol supérieur à $\varphi'/2$).

Les valeurs de N_γ sont données par le tableau 1.1 et la figure 1.7:

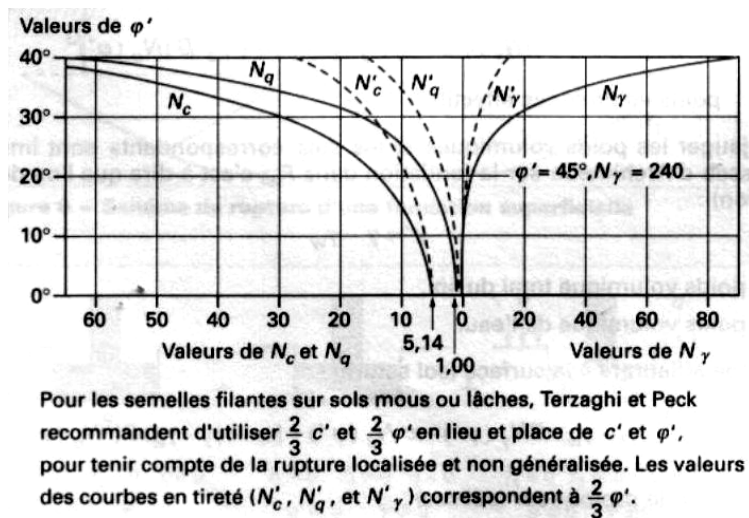


Figure 1.7: Valeurs de N_c (φ'), N_γ (φ') et N_q (φ') recommandées par TERZAGHI et PECK, les valeurs de N_γ sont dues à MEYERHOF [1]

Tableau 1.1: Valeurs de N_c (φ'), N_γ (φ'), N_q (φ') [1]

φ'^0	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

1.3.2.1.2. Méthodes basées sur les essais in-situ :

Les méthodes de calcul adoptées, basées sur les essais in-situ, qui suivent, sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des Ponts et Chaussées de France, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale.

1.3.2.1.2.1. Calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique:

1.3.2.1.2.1.1. Classification des sols:

Pour le calcul de la portance à partir des résultats pressiométriques on distingue les catégories de sols suivantes: argiles, limons, sables, graves, craies, marnes, marno-calcaires, roches altérées ou fragmentées.

Tableau 1.2: Définition des catégories conventionnelles des sols en fonction de p_l [1]

Type de sol	Classe de sol	p_l (Mpa)
Argiles, limons	A - Argiles et limon mous B - Argiles et limons fermes C- Argiles très fermes à dures	< 0.7 1.2 à 2.0 > 2.5
Sables, graves	A - Lâches B- Moyennement compacts C - Compacts	<0.5 1.0 à 2.0 >2.5
Craies	A - Molles B - Altérées C - Compactes	<0.7 1.0 à 2.5 >3.0
Marnes, marno-calcaires	A-tendres B-Compactes	1.5 à 4.0 >4.5
Roches	A - Altérées B - Fragmentées	2.5 à 4,0 >4.5

En ce qui concerne les argiles, limons, sables et graves, des critères de classification ont été établis. On pourra se reporter à la classification LCPC. Le tableau ci-dessus définit les

catégories conventionnelles de sols donnés en fonction de la pression limite p_l mesurée par le pressiomètre.

1.3.2.1.2.2. Charge verticale centrée:

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule [1]:

$$q_l = q_0 + k_p p_{le}^* \quad (1.14)$$

Avec q_l contrainte de rupture.

q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation,

p_{le}^* pression limite nette équivalente,

k_p facteur de portance pressiométrique.

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir en compte de la poussée d'Archimède c'est à dire, en ne déjaugé pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance, sont représentées sous forme graphique par les figures 1.8 et 1.9.

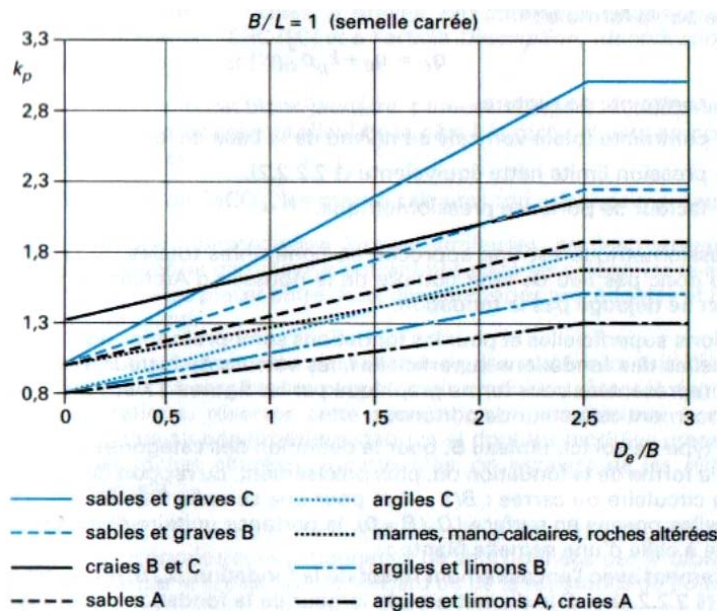


Figure 1.8: Facteur de portance pressiométrique pour semelles carrées et circulaires [1]

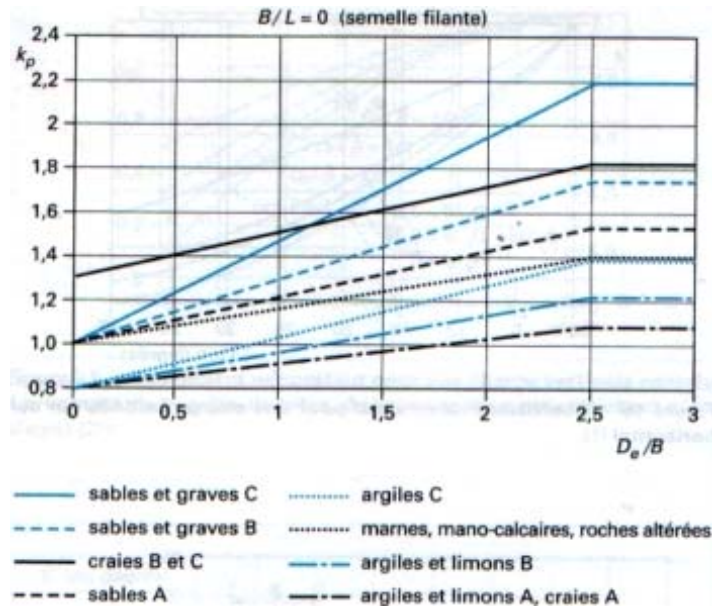


Figure 1.9: Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes [1]

1.3.2.1.2.3. Pression limite nette équivalente p_{le}^* :

Dans le cas d'une fondation superficielle sur couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites p_l sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette $p_l^* = p_l - p_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente p_{le}^* la valeur à la profondeur $D + 2/3B$, comme l'indique la figure 1.10:

$$p_{le}^* = p_l^*(D + 2/3B) \quad (1.15)$$

Avec:

D : la hauteur d'encastrement de la semelle,

B : la largeur de la semelle.

Dans le cas d'une fondation superficielle sur des couches de sols non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limites du même ordre de grandeur jusqu'à au moins $1,5B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient la moyenne géométrique:

$$p_{le}^* = (p_{l1}^* p_{l2}^* \dots p_{ln}^*)^{1/n} \quad (1.16)$$

p_{l1}^* , p_{l2}^* , ..., p_{ln}^* étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $(D + 1,5 B)$, après avoir écarté des valeurs singulières.

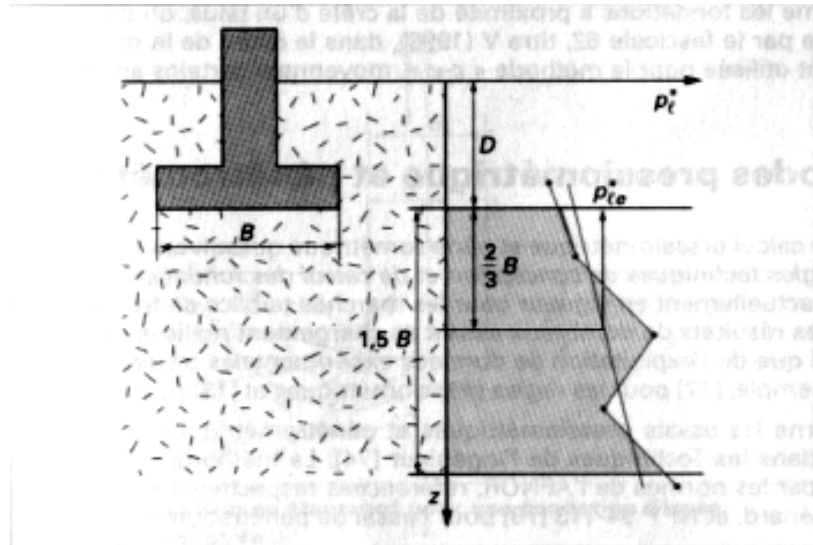


Figure 1.10: Définition de la pression nette équivalente p_{le}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène [1]

Il faut noter que la méthode pressiométrique, comme d'autres méthodes à partir des résultats d'essais en place, ne distingue pas les notions de court terme et de long terme pour les sols cohérents, comme c'est le cas pour la méthode à partir des essais de laboratoire qui s'appuie sur des caractéristiques du comportement élémentaire ou intrinsèque des sols. L'approche pressiométrique est de type empirique ou directe, en ce sens qu'elle lie directement le paramètre cherché (la portance) à la grandeur mesurée (la pression limite), en se basant sur les résultats d'essais de chargement ou d'observations de fondations en vraie grandeur. Elle tient donc compte implicitement des conditions de saturation et de drainage du sol. Ceci implique naturellement que l'essai pressiométrique soit exécuté sur le sol dans l'état où il sera sous l'ouvrage. Plusieurs facteurs influent sur la formulation de cette méthode, on cite par exemple:

- influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus,
- influence de l'excentrement de la charge.

1.3.2.1.2.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique :

1.3.2.1.2.2.1. Classification des sols:

Pour le calcul de la portance à partir des résultats pénétromètre statique on distingue les catégories de sols suivantes: argiles, limons, sables, graves, craies, marnes, marno-calcaires, roches altérées ou fragmentées.

Tableau 1.3: Définition des catégories conventionnelles des sols en fonction de q_c [1]

Type de sol	Classe de sol	q_c (Mpa)
Argiles, limons	A - Argiles et limon mous	< 3.0
	B - Argiles et limons fermes	3.0 à 6.0
	C- Argiles très fermes à dures	>6.0
Sables, graves	A - Lâches	<5
	B- Moyennement compacts	8.0 à 15,0
	C - Compacts	>20.0
Craies	A - Molles	<5
	B - Altérées	>5
	C - Compactes	

En ce qui concerne les argiles, limons, sables et graves, des critères de classification ont été établis. On pourra se reporter à la classification LCPC. Le tableau ci-dessus définit les catégories conventionnelles de sols données en fonction de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

1.3.2.1.2.2.2. Charge verticale centrée:

Pour le calcul de la contrainte de rupture sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétration statique CPT, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre:

$$q_l = q_0 + k_c q_{ce} \quad (1.17)$$

Avec q_l contrainte de rupture,
 q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation,
 q_{ce} résistance en pointe équivalente,
 k_c facteur de portance pénétrométrique.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_c sont données par le tableau 1.4 :

Tableau 1.4: Facteur de portance pénétrométrique k_c [1]

Type de sol	Expression de k_c	k_c max (semelle carrée)	k_c max (semelle filante)
Argile et limon A et B Craies A	$0.32 (1+0.35(0.6+0.4B/L)D_e/B$	0.60	0.49
Sable A	$0.14(1+0.35(0.6+0.4B/L)D_e/B$	0.26	0.21
Sables et Graves B	$0.11(1+0.35(0.6+0.4B/L)D_e/B$	0.25	0.19
Sables et Graves C	$0.08(1+0.35(0.6+0.4B/L)D_e/B$	0.24	0.18
Craies B	$0.17(1+0.35(0.6+0.4B/L)D_e/B$	0.29	0.24

La méthode pénétrométrique donnée ici correspond à un calcul en contraintes totales. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède. En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

1.3.2.1.2.2.3. Résistance de points équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT):

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie à partir l'une courbe $q_c(z)$ lissés par (figure 1.11) :

$$q_{ce} = 1/(3a+b) \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (1.18)$$

$$a = B/2 \quad \text{si } B > 1\text{m}$$

$$a = 0.5\text{m} \quad \text{si } B < 1\text{m}$$

$b = \min(a, h)$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse [1].

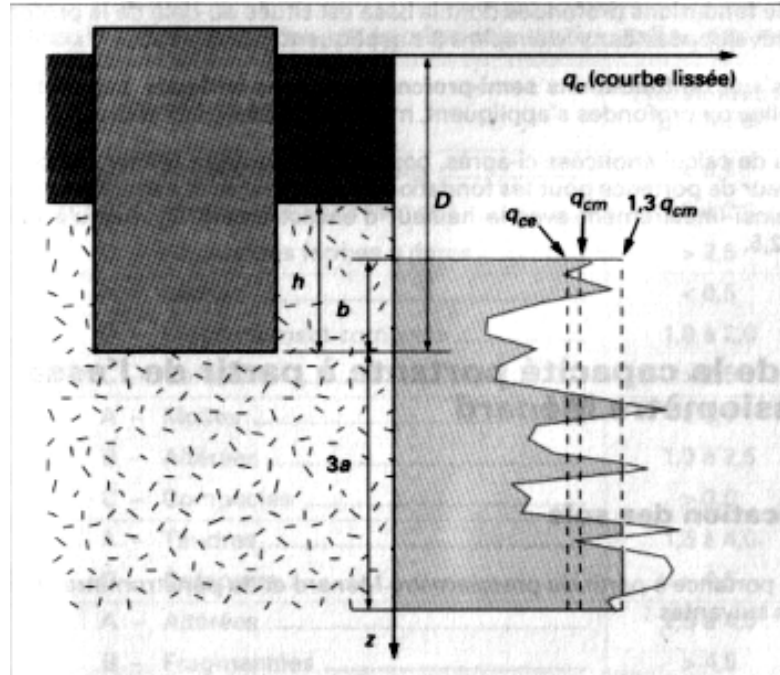


Figure 1.11: Définition de la résistance de pointe équivalente pour les fondations superficielles et profondes [1]

En ce qui concerne l'influence de l'inclinaison de la charge, l'influence de la proximité d'un talus et l'influence de l'excentrement, leur prise en compte est identique à celle indiquée pour la méthode pressiométrique de Ménard.

1.3.2.1.2.3. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration dynamique

1.3.2.1.2.3.1. Charge verticale centrée:

Pour le calcul de la contrainte de rupture sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique DPT, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre:

$$q_l = q_0 + k_d \cdot q_{de} \quad (1.19)$$

Avec q_l contrainte de rupture,
 q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation,
 q_{de} résistance de pointe équivalente,
 k_d facteur de portance pénétrométrique dynamique.

Les valeurs du facteur de portance k_d sont données par le tableau 1.5 :

Tableau 1.5: Facteur de portance pénétrométrique k_d [4].

D/B	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	
k_d S.carr	0.140	0.161	0.166	0.177	0.184	0.187	0.193	Argile
k_d S.filan	0.140	0.149	0.157	0.163	0.169	0.172	0.175	
k_d S.carr	0.186	0.223	0.248	0.266	0.279	0.290	0.302	Sable
k_d S.filant	0.186	0.210	0.232	0.246	0.256	0.262	0.266	

1.3.2.1.2.2.3. Résistance de pointe équivalente q_{de} au pénétromètre dynamique (DPT):

C'est une résistance de pointe moyenne calculée sur une zone épaisse de $3.B/2$ autour de la base de la fondation définie [4].

1.3.2.2. Evaluation des tassements des fondations superficielles:

D'une façon générale, il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles:

- Les méthodes à partir des essais de laboratoire: il s'agit essentiellement de l'essai oedométrique surtout utilisé pour les sol fins cohérents;
- Les méthodes à partir des essais in-situ (SPT, PMT,...): très utilisées notamment pour les sols pulvérulents à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essais en laboratoire.

1.3.2.2.1. Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique:

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai oedométrique.

Il s'agit d'un essai de consolidation uniaxiale (déformation latérales nulles) à partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai on peut définir :

- soit des modules sécants, appelés modules oedométrique E_{oed} , rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité m_v , rapports de variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est-à-dire $m_v = 1/ E_{oed}$) ;

- soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression C_c (respectivement l'indice de gonflement C_s), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement surconsolidé).

A partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, s_{oed} . Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression C_c , s_{oed} est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène [1]:

$$s_{oed} = \frac{H.C_c}{(1 + e_0) \cdot \log\left(\sigma'_{v0} + \frac{\Delta\sigma_z}{\sigma_c}\right)} \quad (1.20)$$

Avec: H épaisseur de la couche de sol compressible;

e_0 indice des vides initial (avant consolidation);

σ'_{v0} contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_z$ accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche,

σ_c pression de préconsolidation.

1.3.2.2.2. Calcul des tassements à partir des essais in-situ:

Dans le cas des essais in-situ, deux approches différentes sont utilisées pour en exploiter les résultats : l'approche indirecte et l'approche directe [1].

L'approche indirecte consiste dans le cas du tassement des fondations, à déterminer, dans un premier temps, le module d'élasticité du sol à partir d'une corrélation avec le résultat de l'essai in-situ à appliquer.

L'approche directe relie directement le tassement à la caractéristique déterminée par l'essai in-situ.

1.3.2.2.2.1. Méthode pressiométrique (PMT) [1]:

La méthode du calcul de tassement à partir du pressiomètre de Ménard, est une méthode de calcul directe originellement proposée par MENARD et ROUSSEAU. Le module pressiométrique E_m est un module déviatorique, particulièrement adapté au calcul du tassement des fondations pour les quelles le champ de contrainte déviatorique est prépondérant, à savoir les fondations « étroites », telles les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art.

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B est donnée par :

$$s = s_c + s_d \quad (1.21)$$

$$s_c = (q - \sigma_v) \cdot \lambda_c \cdot B \cdot \alpha / 9 E_m^c \quad : \text{ tassement volumique} \quad (1.22)$$

$$s_d = 2(q - \sigma_v) \cdot B_0 (\lambda_d \cdot B / B_0)^\alpha / 9 E_m^d \quad : \text{ tassement déviatorique} \quad (1.23)$$

Avec:

q contrainte verticale appliqué par la fondation;

σ_v contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation;

λ_c et λ_d coefficient de forme donnée par des tableaux;

α coefficient rhéologique f (nature et structure du sol, temps);

B largeur (ou diamètre) de la fondation;

B_0 une dimension de référence égale à 0.6m;

E_m^c et E_m^d modules pressiométriques équivalents dans les zones volumique et déviatorique respectivement.

Le calcul des modules équivalents E_m^c , E_m^d est effectué, d'une part en utilisant la distribution de contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), et d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$ pour le calcul de E_m^c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$.

Tableau 1.6: Coefficient rhéologique α [1]

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
		α	E/p_l	α	E/p_l	α	E/p_l	α	E/p_l		
Surconsolidé Ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
Sous-consolidé altéré et ramanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

Tableau 1.7: Coefficient de forme λ_c et λ_d [1]

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Le calcul des modules E_m^c et E_m^d se fait de la manière suivante:

- E_m^c est pris égal au module E_I mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation :

$$E_m^c = E_I \quad (1.24)$$

- E_m^d est obtenu par l'expression:

$$E_m^d = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3/5}} + \frac{1}{2.5.E_{6/8}} + \frac{1}{2.5E_{9/16}}} \quad (1.25)$$

Ou $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $iB/2$ à la profondeur $jB/2$.

- si les valeurs de $9B/2$ à $8B$ ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs susajdacentes, on calcule E_m^d de la manière suivante:

$$E_m^d = \frac{3.6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3/5}} + \frac{1}{2.5.E_{6/8}}} \quad (1.26)$$

Il en est de même si les valeurs de $3B$ à $8B$ ne sont pas connues:

$$E_m^d = \frac{3.2}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3/5}}} \quad (1.27)$$

1.3.2.2.2.2. Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration SPT:

L'essai de pénétration au carottier (Standard Penetration Test: SPT) reste, malgré son caractère pour le moins rudimentaire, l'essai de reconnaissance et de détermination des caractéristiques géotechniques des sols pulvérulents le plus répandu dans le monde [11].

Tout comme l'essai de pénétration statique (CPT), cet essai ne fournit qu'un paramètre de rupture du sol, le nombre N de coups nécessaires pour enfoncer le carottier, difficile donc à relier, à priori, à un paramètre de déformation utilisable pour le calcul du tassement.

Dans le domaine des méthodes directes, la principale méthode pratique de calcul des tassements sur sable et gravier à partir du SPT est la méthode proposée par Burland et Burbidge.

Cette méthode s'appuie sur l'examen statistique de plus de 200 cas de tassement de fondations, réservoirs et remblais sur des sables et des graviers. Les auteurs proposent de calculer le tassement s par l'approche suivante [11]:

$$s = f_s f_l f_t [q - (2\sigma'_v / 3)] B^{0.7} C_c \quad (1.28)$$

Avec:

$C_c = 1.7 / N_m^{1.4}$: indice de compressibilité,

q (en kPa) : pression moyenne effective totale appliquée à la fondation,

σ'_v : Pression effective maximale régnant au préalable (cette relation revient à diviser par 3 l'indice de compressibilité pour la partie surconsolidée éventuelle du tassement),

N_m : moyenne arithmétique de N sur une profondeur d'influence z_l ,

B (en mm) : largeur de la fondation,

f_s, f_l et f_t : les facteurs de correction de forme de la fondation, d'épaisseur de la couche et de tassement de fluage, respectivement. Leur expression est la suivante:

$$f_s = \frac{[1.25.(L/B)]^2}{[(L/B) + 0.25]^2} \quad (1.29)$$

où L est la longueur de la fondation;

$$f_l = \frac{(H_s / z_l)}{(2 - H_s / z_l)} \quad (1.30)$$

où H_s est l'épaisseur de la couche de sable ou de gravier (pour les cas où $H_s < z_l$);

$$f_t = 1 + R_3 + R \cdot \log(t/3) \quad (1.31)$$

où $t > 3$ est le temps (en années) pour lequel on évalue le tassement,

$R_3 = 0.3$ pour les charges statiques et 0,7 pour les charges répétées,

$R = 0.2$ pour les charges statiques et 0,8 pour les charges répétées.

La figure 1.12 est le diagramme bilogarithmique de C_c , en fonction de N_m comportant les quelques 200 cas de l'étude statistique de BURLAND et BURBIDGE [11].

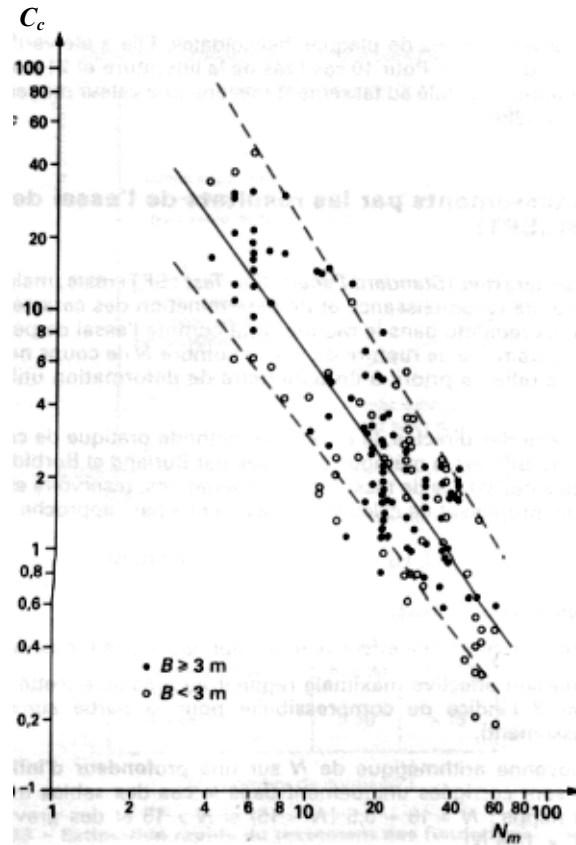


Figure 1.12: Relation entre l'indice de compressibilité C_c et N_m [1]

Cette figure permet d'apprécier la dispersion de la méthode, qui est assez importante : le rapport des tassements correspondant aux deux lignes en tirets est d'environ 8 pour $N_m = 6$ et d'environ 4 pour $N_m = 40$.

La profondeur d'influence z_I est définie, ici, comme la profondeur à laquelle le tassement atteint 25% du tassement en surface. Cette profondeur est fonction de la largeur B . Dans le cas où les caractéristiques du sol croissent ou sont constantes avec la profondeur, les auteurs proposent approximativement:

$$z_I = B^{0.75} \quad (1.32)$$

1.3.2.2.3. Méthode de Schmertmann:

C'est une méthode pénétrométrique de calcul de tassement des fondations superficielle très utilisée à l'heure actuelle notamment pour les sables [1].

Cette méthode, bien qu'elle soit présentée sous forme d'une corrélation entre le module de Young équivalent du sol E et la résistance de pointe statique q_c , suppose une distribution bien définie de la déformation verticale du sol sous la fondation et s'apparente en fait à une méthode directe, qu'il faut utiliser «en bloc», c'est-à-dire comme un tout indissociable.

Le tassement d'une fondation s'exprime, dans cette approche, par [1]:

$$s = C_1 C_2 (q - \sigma'_v) \int_0^{z_1} \left(\frac{I_z}{E} \right) dz \quad (1.33)$$

Avec:

C_1 : facteur de correction pour l'encastrement de la fondation ou σ'_v est la contrainte verticale effective initiale au niveau de sa base:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left[\frac{\sigma'_v}{(q - \sigma'_v)} \right] \quad (1.34)$$

C_2 : facteur de correction pour le fluage, avec t en années: $C_2 = 1.2 + 0.2 \log t$ (1.35)

I_z : facteur d'influence de la déformation verticale.

La figure 1.13 donne la distribution du facteur d'influence de la déformation verticale I_z , pour les fondations axisymétriques (semelle circulaires et carrées), ainsi que pour les fondations à déformation plane (semelles filantes). On remarque que la profondeur d'influence des déformations est relativement réduite: on suppose que les déformations sont nulles à $z_1 = 2B$ et à $z_1 = 4B$ de profondeur, respectivement pour les fondations carrées et filantes.

La corrélation à utiliser est: $E = 2.5q_c$ pour la symétrie de révolution,

$E = 3.5q_c$ pour les déformations plane.

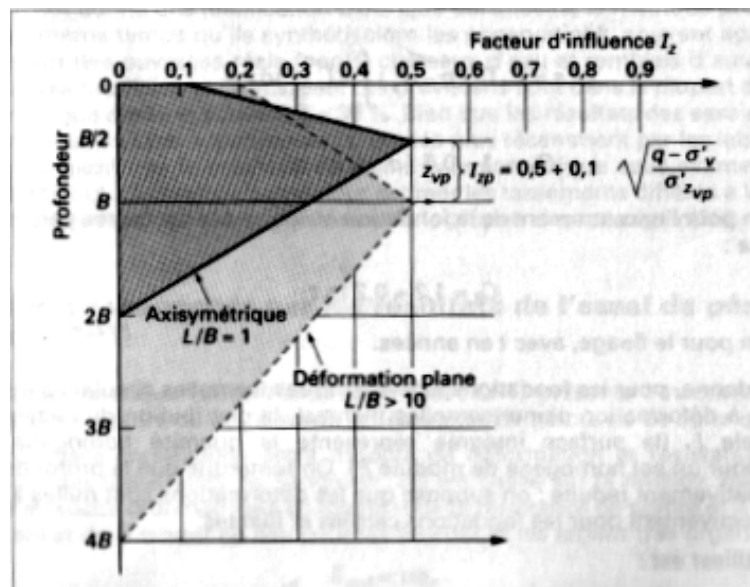


Figure 1.13: Valeurs du facteur d'influence de déformation vertical I_z [1].

1.3.2.2.3. Calcul du tassement instantané dans un sol multicouches:

Il existe plusieurs méthodes de calcul du tassement instantané dans un sol multicouches en peut citer par exemple [8]:

- Méthode de Steinbrenner (1934):

Proposées par Steinbrenner en 1934, appliquée au début pour les sols monocouches et généralisée par la suite aux sols multicouches. Elle n'est utilisée que pour les semelles rectangulaires.

- Méthode de Palmer et Barber (1940):

Etude un sol bicouches , mais peut être utilisée pour un sol multicouches.

- Méthode de Odemark (1949):

Etude d'un sol tricouches avec $\nu_1 = \nu_2 = \nu_3 = 0.50$, elle donne des bons résultats dans le cas où $E(z)$ décroît c'est-à-dire pour $E_3 < E_2 < E_1$ et des mauvais résultats pour $E(z)$ qui croît c'est-à-dire pour $E_3 > E_2 > E_1$.

- Méthode de Ueshita et Meyerhof (1967):

Qui étudie un sol bicouches avec $E_1 < E_2$, elle est utilisée pour les semelles circulaires.

- Méthode de Vesic (1963):

Elle est similaire à celle de Steinbrenner, seulement elle étudie les semelles circulaires.

Pour notre étude nous utiliserons les méthodes de Steinbrenner et de Vesic en raison de leurs qualités meilleures, surtout lorsque $E(z)$ croît.

1.3.2.2.3.1. Présentation de la méthode de Steinbrenner:

La méthode traitait initialement le cas d'un sol monocouche reposant sur un substratum, le déplacement vertical du coin du rectangle est [8]:

$$s_i = \frac{2 \cdot q \cdot B \cdot I_\rho}{E} \quad (1.36)$$

$$\text{Avec: } I_\rho = (1 - \nu^2) \cdot F1 + (1 - \nu - 2\nu^2) \cdot F2 \quad (1.37)$$

$$F1 = \frac{1}{\pi} \cdot m \cdot \ln \left[\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{m^2 + n^2}}{m \cdot (1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right] + \frac{1}{\pi} \cdot \ln \left[\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + n^2}}{1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right] \quad (1.38)$$

$$F2 = \frac{n}{2\pi} \cdot \text{arctg} \left[\frac{m}{n \cdot \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right] \quad (1.39)$$

$$\text{Avec: } m = L/B, \quad n = h/B$$

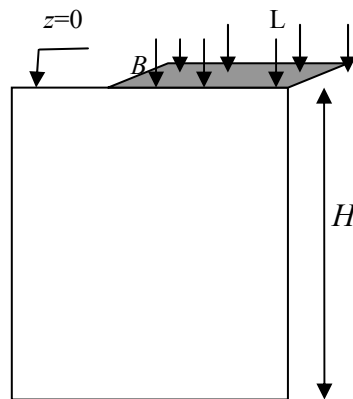


Figure 1.14 : Tassement d'un sol monocouche
sous une semelle rectangulaire [8]

En cas d'un sol multicouches, STEINBRENNER se propose de calculer le tassement en

$$\text{surface au coin du rectangle par : } s_i^b = q \cdot B \cdot \left(\sum_{k=1}^{n-1} \frac{I_{k+1}^\rho - I_k^\rho}{E_k} + \frac{I_N^\rho}{E_N} \right) \quad (1.40)$$

$$\text{Avec : } I_\rho^k = (1 - \nu_k^2) \cdot F_1^k + (1 - \nu_k - 2\nu_k^2) \cdot F_2^k \quad (1.41)$$

B : Largeur du rectangle

E_k, ν_k : caractéristiques élastiques de la couche k

I_ρ^k : facteur d'influence dépendant de ν_k et h_k/B , ou h_k est la profondeur du toit de la couche k par rapport à la surface du sol.

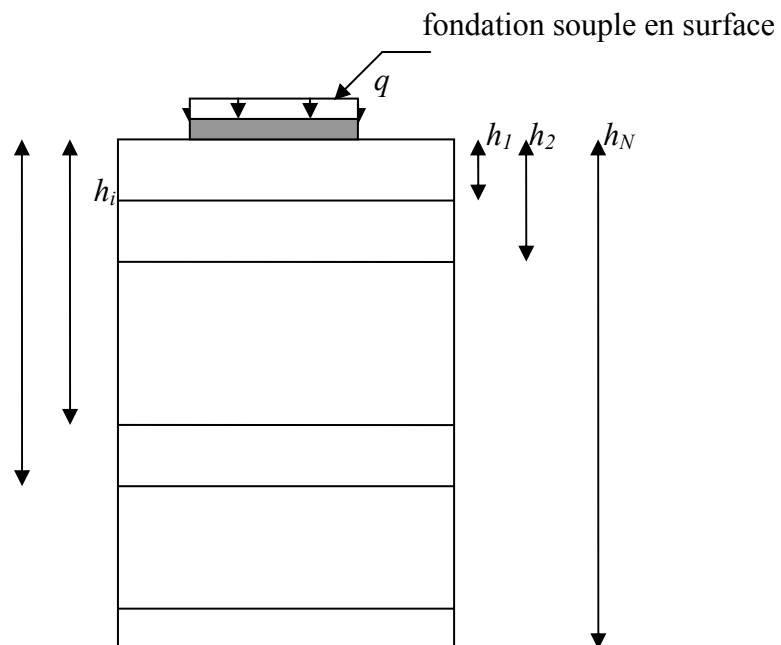


Figure 1.15 : Application de la méthode de Steinbrenner
dans un massif multicouches [8]

Le terme : $q.B.\left(\frac{I_{k+1} - I_k}{E_k}\right)$ représente le tassement de la tranche k épaisse de $z_{k+1} - z_k$;

Le terme : $\frac{q.B.I_\rho^N}{E_N}$ est le tassement de la dernière tranche reposant sur le substratum, ceci

par comparaison avec la formule du tassement dans un sol monocouche sur substratum.

$$s_i^b = \frac{q.B.I_\rho}{E} \quad \text{avec } I_\rho = f(h/B, L/B)$$

La méthode repose sur le principe de superposition valable en élasticité :

$$s_i^b = \sum_{k=1}^N s_k = \sum_{k=1}^{N-1} (s_k^{pied} - s_k^{toit}) + s^N \quad (1.42)$$

Pour évaluer le tassement au centre, on doit écrire: $s_c^b = 2.q.B.\left(\sum_{k=1}^{n-1} \frac{I_{k+1}^\rho - I_k^\rho}{E_k} + \frac{I_\rho^N}{E_N}\right)$ (1.43)

ce qui résulte de la sommation des tassements des 4 rectangles dans les coins coïncidant avec le centre de la fondation.

La méthode ne traite pas le cas des fondations rigides, néanmoins il est recommandé de considérer un tassement de la fondation rigide égal approximativement à 0.8 fois le tassement au centre de la même fondation considérée souple.

1.3.2.2.3.2. Méthode de Vesic 1963:

Comme il a été mentionné, la méthode de Vesic est similaire à celle de Steinbrenner seulement elle étudie les semelles circulaires où elle tient compte de leur rigidité [8].

En cas d'un sol multicouches Vesic se propose de calculer le tassement par deux formules différentes, pour les fondations souple et rigide.

a) Fondation souple:

Dans le cas des fondations souples, Vesic propose de calculer le tassement à l'aide de la formule suivante:

$$s_i^c = 2.R.q.\sum_{k=1}^{n-1} \frac{(I_k^\rho - I_{k-1}^\rho)(1 - \nu_k^2)}{E_k} \quad (1.44)$$

Les valeurs du facteur d'influence I_ρ^k dans le cas des fondations souples sont résumées dans le tableau ci après:

Tableau 1.8: Valeurs du facteur d'influence I_ρ^k dans le cas des fondations souples

z/R	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15
$\nu=0.33$	0.40	0.60	0.72	0.80	0.83	0.86	0.87	0.89	0.91	0.92	0.94
$\nu=0.50$	0.30	0.55	0.67	0.74	0.80	0.83	0.86	0.87	0.88	0.90	0.93

b) Fondation rigide:

Dans le cas des fondations rigides, Vesic propose la même formule du calcul du tassement que pour les fondations souples, c'est-à-dire:

$$s_i^c = 2.R.q \cdot \sum_{k=1}^{n=1} \frac{(I_k^p - I_{k-1}^p)(1 - \nu_k^2)}{E_k}$$

La différence est dans les valeurs du facteur d'influence I_ρ^k qui sont résumées dans le tableau ci dessous:

Tableau 1.9: Valeurs du facteur d'influence I_ρ^k dans le cas des fondations rigides

z/R	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15
$\nu=0.33$	0.20	0.40	0.51	0.58	0.62	0.65	0.66	0.68	0.70	0.71	0.73
$\nu=0.50$	0.15	0.35	0.47	0.55	0.59	0.62	0.65	0.66	0.67	0.68	0.72

Pour le calcul de la capacité portante ou du tassement il existe plusieurs méthodes basées sur des résultats des essais in-situ ou de laboratoire.

Plusieurs causes sont derrière cette richesse de méthodes de calcul de la capacité portante ou du tassement : l'aspect économique ou pratique, la nature du sol,....

L'utilisation des méthodes de calcul basées sur les résultats des essais in-situ prennent de plus en plus la place des méthodes basées sur les résultats des essais de laboratoire dans le domaine du calcul géotechnique des fondations superficielles, cette progression est due évidemment à la qualité et à la durée des résultats donnés par ces essais.

1.4. Revue des corrélations entre les essais :

Ce chapitre se propose de présenter une introduction à la corrélation entre les essais géotechniques ainsi que son domaine d'application et ses perspectives.

Dans ce chapitre, on présente quelques exemples de corrélations entre différents paramètres dans la littérature et enfin une conclusion générale.

Les paramètres physiques et mécaniques utilisés pour décrire les problèmes de la mécanique des sols sont très variés, on distingue:

- les paramètres d'identification et d'état: porosité, indice des vides, densités, limites d'Atterberg, etc..
- les paramètres de déformabilité: indice de compression et de gonflement, module oedométrique, module pressiométrique, etc.....
- les paramètres de résistance: la cohésion et l'angle de frottement interne, la pression limite pressiométrique, résistance de cône statique ou dynamique, etc.....
- les paramètres de perméabilité

Il est très rare que, sur un même site, tous ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisant pour l'on puisse bien connaître l'ensemble du massif de sol. Habituellement, la reconnaissance géotechnique est limitée au strict minimum, et l'on dispose des valeurs de certains points et d'autres paramètres en d'autres points. L'ingénieur géotechnicien doit tirer le meilleur parti possible de ces informations éparses et établir une coupe géotechnique représentative du site étudié. C'est dans ce cadre général que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien.

1.4.1. Origines des relations et corrélation dans les sols:

S'il est difficile, voire impossible, de donner une justification théorique quantitative de l'existence de relation entre les propriétés d'un massif de sol naturel, il est facile d'admettre que les différents paramètres d'un sol donné doivent avoir des relations: la déformabilité comme la résistance au cisaillement ou la perméabilité dépendent à l'évidence de la forme et de la nature des particules, de la densité de leur empilement, de la quantité d'eau présente dans les pores.....

De plus, à l'intérieur d'une même catégorie de paramètres, par exemple les paramètres de résistance, il existe à l'évidence des types de relations entre les paramètres mesurés dans les différents types d'essais en place ou en laboratoire, même si l'on ne peut pas les exprimer de façon explicite.

Et si les paramètres de résistance dépendent des mêmes propriétés physiques que les paramètres de déformabilités, il doit également exister des relations entre ces deux catégories de paramètres. Cette réflexion purement qualitative est confirmée par l'expérience: il existe effectivement, dans chaque dépôt de sols, des relations entre les paramètres géotechniques ainsi que des relations plus générales, valables pour un type de sol ou même pour plusieurs types de sols.

Si l'on poursuit l'analyse des relations qui peuvent exister entre les propriétés géotechniques d'un sol, on est conduit à distinguer trois types de relations:

- Les relations mathématiques exactes, qui existent par exemple entre les paramètres qui décrivent l'état du sol.

On peut illustrer ce type de relations par toutes les formules mathématiques reliant par exemple:

-l'indice des vides e et la porosité n :

$$e = n / (1 - n) \quad (1.45)$$

-la teneur en eau w , le poids volumique du sol γ_h et le poids volumique du sol sec γ_d :

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + w) \quad (1.46)$$

-la teneur en eau w , l'indice des vides e , le degré de saturation S_r et les poids volumiques de l'eau et des grains γ_s

$$w = e \gamma_w S_r / \gamma_s \quad (1.47)$$

-les poids volumiques γ , γ_d , γ_s et γ_w d'un sol saturé :

$$\gamma = (\gamma_s \cdot \gamma_w + \gamma_s \cdot \gamma_d - \gamma_d \cdot \gamma_w) / \gamma_s \quad (1.48)$$

-etc.....

- Les lois d'évolution en fonction de la profondeur, dues à l'effet de la pesanteur et dont l'origine est liée à l'augmentation des contraintes quand on s'enfonce dans le sol. Par exemple, dans les dépôts homogènes des sols fins dont l'état s'est stabilisé, on a donc les contraintes effectives, pressions de préconsolidation, modules de déformation et résistances augmente avec la profondeur.

- Les relations empiriques (ou corrélations), entre propriétés d'un même volume élémentaire de sol, par exemple:

-la porosité et le coefficient de perméabilité, l'indice de densité d'un sable et son angle de frottement interne, la pression de préconsolidation et la cohésion non drainée d'une argile, etc...Ces relations, qu'il n'est possible de caractériser que de façon statistique, s'expliquent par la raison déjà citée que toutes les propriétés d'un même empilement de

particules évoluent d'une façon bien coordonnée et traduisent l'existence d'une loi de comportement générale pour chaque grande classe de sol [2].

1.4.2. Domaines d'utilisation des corrélations:

Dans la pratique de la mécanique des sols, les corrélations entre paramètres sont utilisées comme moyen de contrôle des résultats des essais en place et en laboratoire, et comme moyen de fabrication de valeurs complémentaires de certains paramètres en fonction des autres.

Par exemple, sur un site donné, on peut analyser la relation entre deux paramètres mesurés sur une même carotte de sol (indice des vides e et l'indice de compression C_c , etc....) ou mesurés en place dans le même essai (module pressiométrique E_m et pression limite pressiométrique p_l , etc....) et détecter les variations de la nature d'après les modifications de leur relations.

Dans un tel cas, les corrélations servent d'outil de contrôle de l'homogénéité des sols (ou de la qualité des essais, si l'on sait de façon certaine que le sol est le même que celui qui a servi à établir la corrélation).

On utilise aussi les corrélations pour estimer certaines propriétés des sols (souvent, les propriétés mécaniques) en fonction des caractéristiques qui ont été mesurées (souvent, les propriétés physiques comme la densité ou la teneur en eau). On peut ainsi, lors des études préliminaires et dans certaines situations de projets, disposer de valeurs des paramètres nécessaires au dimensionnement des ouvrages sans les avoir déterminées par des essais [2].

1.4.3. Principales techniques d'étude des corrélations:

L'étude des relations existant entre les propriétés du sol s'effectue au moyen des outils classiques de la statistique pour l'analyse des données. Dans ce qui suit, seront rappelés seulement les définitions essentielles et les principes des méthodes couramment utilisées pour les études des corrélations en mécanique des sols.

1.4.3.1. Définitions et caractéristiques des variables aléatoires:

Pour l'application des techniques de l'analyse statistique, chaque paramètre géotechnique du sol doit être considéré comme une variable aléatoire, c'est-à-dire comme une grandeur non déterminée à priori, dont on sait qu'elle peut prendre telle ou telle valeur dans un ensemble de valeurs possibles, avec une certaine probabilité. Cette assimilation des

propriétés du sol n'est pas parfaitement déterminée. Elle représente seulement l'ignorance de l'ingénieur vis-à-vis des valeurs exactes de chaque propriété en chaque point.

Toute variable aléatoire X peut être caractérisée par une densité de probabilité $g(x)$, qui représente la probabilité de chaque valeur possible x de la variable ou, de façon parfaitement équivalente, par une fonction de répartition $G(x)$, variant de 0 à 1 et égale à la probabilité que X soit inférieur à x .

Connaissant la fonction $g(x)$ ou $G(x)$, on peut calculer les moments de variable aléatoire, qui sont, d'une part, les moments d'ordre r [2]:

$$m_r = \int_{-\infty}^{+\infty} x^r g(x) dx \quad (1.49)$$

et, d'autre part, les moments centrés d'ordre r

$$\mu_r = \int_{-\infty}^{+\infty} (x-m)^r g(x) dx \quad (1.50)$$

Le moment d'ordre 1 est appelé espérance mathématique, ou moyenne, et noté $E(x)$ ou m le moment centré d'ordre 1 est nul. Le moment centré d'ordre 2 est appelé variance et noté $Var(x)$ ou σ^2 . Sa racine carrée positive est appelée écart type et notée σ . Le rapport de l'écart type à la moyenne est appelé coefficient de variation et noté $CV(x)$ ou C_x .

Les notions précédentes sont définies pour des fonctions mathématiques appelées variables aléatoires. Dans la pratique quand on analyse un ensemble de données, on ne connaît généralement pas les lois de probabilité des propriétés étudiées. On raisonne alors sur des valeurs estimées des paramètres statistiques (estimées d'après l'ensemble des données dont on dispose). Différents ensembles de données (différents «échantillons», dans le vocabulaire des statistiques) conduisent à des estimations différentes de ces paramètres, si bien que ces paramètres estimés peuvent eux-mêmes être traités comme des variables aléatoires.

1.4.3.2. Relations entre variables aléatoires :

1.4.3.2.1. Régression linéaire :

Pour analyser simultanément les valeurs de plusieurs propriétés d'un même sol on fait, en général, l'hypothèse que les relations recherchées sont linéaires. Cette hypothèse n'exclut pas l'existence de relations de type non linéaire entre les propriétés du sol c'est-à-dire que les variables aléatoires liées par des relations linéaires peuvent être des fonctions non linéaires des propriétés du sol (logarithmes, fonction puissances, exponentielles, etc....), ce qui donne une grande souplesse à ce type d'analyse linéaire.

Pour décrire la simultanéité des variations de deux variables aléatoires X et Y , on utilise une fonction voisine de la variance, appelée covariance, notée $Cov(X, Y)$ ou σ_{XY} et définie comme suit :

$$Cov(X, Y) = \sigma_{XY} = E\{(X-E(X))(Y-E(Y))\} = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (x-m_x)(y-m_y)g(x,y)dx dy \quad (1.51)$$

où $g(x,y)$ est la densité de probabilité de (X, Y) . La variance de X est égale à $Cov(X, X)$. Ce coefficient peut être donné dans le repère tridimensionnel par des formules relativement compliquées [18].

Le coefficient de corrélation linéaire ρ_{XY} représente sous forme adimensionnelle cette même variabilité [2]:

$$\rho_{XY} = \sigma_{XY} / \sigma_X \sigma_Y \quad (1.52)$$

En notant σ_X et σ_Y , respectivement, les écarts types de X et Y . Dans le cas de deux variables aléatoires X et Y , la procédure de recherche de la meilleure relation linéaire entre ces variables commence par le choix de la variable explicative, qui sera notée X , et de la variable expliquée, qui sera notée Y :

$$Y = aX + b \quad (1.53)$$

Ce choix préliminaire inévitable introduit une dissymétrie entre X et Y et l'on n'obtient pas le même résultat en écrivant $Y = aX + b$ et $X = cY + d$, bien que le coefficient de corrélation soit le même dans les deux cas. Cette différence vient de la procédure utilisée pour estimer les valeurs des coefficients a et b (respectivement c et d).

Si l'on dispose d'un ensemble (échantillon) de n couples de valeurs $(x_i, y_i)_{i=1, n}$ de X et Y pour déterminer la relation entre ces deux variables, on recherche ensuite les valeurs estimées de a et b , notées ici a et b , qui minimisent l'écart quadratique moyen entre y_i et les expressions calculées $(ax_i + b)$ (méthode des moindres carrés), c'est-à-dire:

$$\delta^2 = \sum_1^n (y_i - (ax_i + b))^2 \quad (1.54)$$

Une fois ces calculs faits, on obtient:

$$a = m_y - b m_x \quad (1.55)$$

$$b = \frac{\sum_1^n x_i \cdot y_i - n \cdot m_x \cdot m_y}{\sum_1^n x_i^2 - n \cdot m_x^2} = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_x^2} \quad (1.56)$$

Le coefficient de corrélation peut varier entre -1 et 1. Les valeurs proches de zéro indiquent une forte dispersion des valeurs de Y par rapport à la relation linéaire estimée, donc une mauvaise représentativité de l'équation :

$$Y = a_0 + \sum_1^n a_j X_j \quad (1.57)$$

Néanmoins, cela n'exclut pas l'existence d'une meilleure relation non linéaire entre les variables, (on cite souvent l'exemple de points (x_i, y_i) répartis sur un cercle et dont le coefficient de corrélation (par rapport à une relation linéaire) est nul. Il est, pour cette raison, toujours recommandé de représenter, dans la mesure du possible, les données à analyser.

Dans le cas de deux variables X et Y , le coefficient de corrélation est représenté, comme indiqué précédemment, par l'expression :

$$\rho_{XY} = \sigma_{XY} / \sigma_X \sigma_Y \quad (1.58)$$

1.4.3.2.2. Analyse factorielle:

En pratique, on s'intéresse souvent aux relations qui peuvent exister à l'intérieur d'un groupe de m variables et l'utilisation des techniques de régression linéaire conduit à répéter l'analyse décrite au paragraphe précédent en donnant tour à tour à chacune des variables le rôle de variable expliquée et en étudiant l'ensemble des relations qui la lient aux autres, prises isolément, puis deux par deux, trois par trois etc. Pour limiter le nombre des opérations nécessaires, différentes procédures ont été développées. Par exemple, la méthode de régression «pas à pas» ne teste qu'une partie des combinaisons possibles des variables en recherchant la variable X , la mieux corrélée avec Y , soit X_a , puis la variable qui maximise le coefficient de corrélation multiple de Y avec X , et une seconde variable X_j etc. Mais cette méthode ne garantit pas que l'on n'oublie pas une combinaison éventuellement plus favorable, mais dont aucune variable n'est la plus corrélée avec y [2].

L'analyse factorielle, qui recherche les facteurs (combinaisons linéaires des variables) représentant le mieux les variations des données analysées, constitue une alternative efficace aux méthodes précédentes.

Son principe est de construire un ensemble de nouvelles variables indépendantes en procédant pas à pas et en retenant à chaque étape, parmi les facteurs possibles, celui qui fait diminuer le plus la variance résiduelle.

Les applications de l'analyse factorielle en géotechnique sont encore assez rares mais elles offrent des possibilités intéressantes pour guider les études sur le comportement des sols et des roches.

1.4.4. Exemples de corrélations:

De très nombreuses corrélations ont été publiées pour les propriétés des sols. Beaucoup d'entre elles n'existent que sous la forme d'une relation entre paramètres, sans accès possible aux données étudiées ni même d'indication du coefficient de corrélation correspondant, et il convient d'être prudent quand on les utilise. Nous nous limiterons ici à quelques exemples de corrélations entre les paramètres des sols déterminés en place et en laboratoire pour lesquels les données expérimentales seront présentées en même temps que les fonctions de régression entre les paramètres [2].

1.4.4.1. Relation entre la compressibilité et la teneur en eau des tourbes:

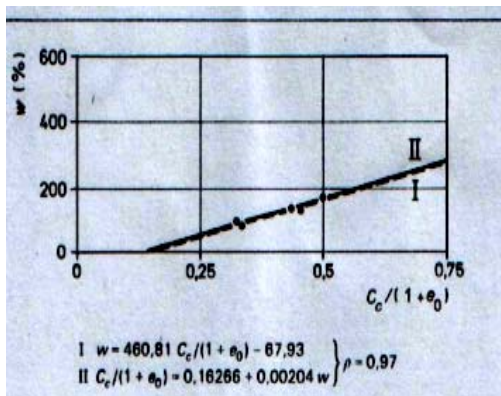
La durée importante des essais œdométrique conduit à utiliser, chaque fois que c'est possible, des corrélations avec des paramètres de détermination plus rapide, comme la teneur en eau, pour compléter la caractérisation des sols compressibles sur les sites de projets de grande ampleur il existe, pour cette raison, de nombreuses corrélations entre ces paramètres.

L'exemple présenté sur la figure 1.16 concerne différentes tourbes de Normandie. Les 30 %, avec des valeurs plus fortes pour la cohésion non drainée (souvent 50 %). Dans certains sols, les variations sont très rapides et l'on peut considérer, par exemple, qu'à 50 cm de distance les propriétés du sol n'ont pas de lien. Dans d'autres cas, les valeurs d'une même propriété restent voisines sur quelques mètres voire quelques dizaines de mètres. Ces variations spatiales des propriétés des sols exercent une influence sur les résultats des études de corrélations. Cette influence se traduit par:

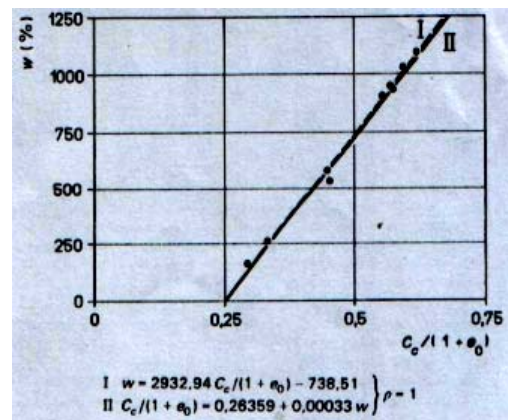
- Une plus faible corrélation entre les propriétés mesurées en des points éloignés qu'en des points voisins, c'est-à-dire beaucoup de corrélations sont malheureusement établies avec des données provenant de sondages ou essais assez distants les uns des autres, de telle sorte qu'elles influent non seulement la corrélation réelle des paramètres en un même point, mais aussi une certaine partie de leur variabilité spatiale. La seule solution pour éviter ce phénomène est de faire des campagnes d'essais spéciales comportant des essais ou sondages très voisins.

- La diminution de la variabilité des paramètres du sol lorsque le volume du sol concerné par l'essai augmente. Ce phénomène peut influencer les corrélations établies, par exemple, entre des propriétés mesurées sur de très petits volumes de sol (teneur en eau, coefficient de perméabilité d'éprouvettes de laboratoire, compressibilité ou résistance au cisaillement mesurée en laboratoire, etc.) et des propriétés mesurées sur de plus grands volumes de sols (pression limite ou module pressiométrique, perméabilités mesurées en place, résistance de point dynamique ou statique, etc). Les figures 1.16a et 1.16b montrent les relations observées sur deux sites, des relations assez marquées et pratiquement linéaires mais nettement différenciées d'un site à l'autre.

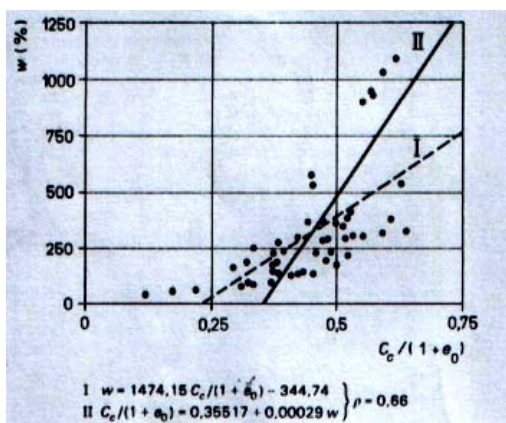
Les figures 1.16c et 1.16d rassemblent tous les points disponibles sur les sites de tourbes de la région: on observe que les relations linéaires prévalant sur chaque site disparaissent au profit d'un nuage de points dont la meilleure approximation n'est pas linéaire figure 1.16c mais exponentielle figure 1.16d, avec une corrélation nettement moins forte [2].



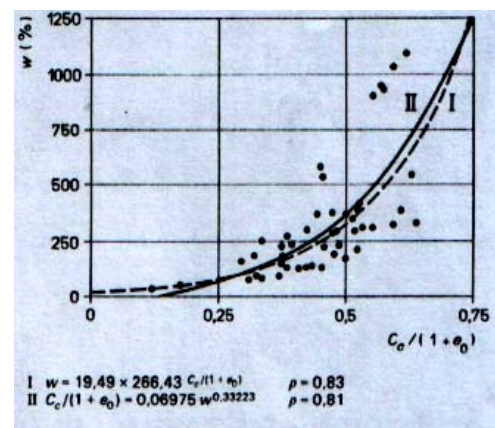
a) Vallée de Lézard



b) Vallée des Aulnes à Lillebonne



c) Tous sites confondus (régression linéaire)



d) Tous sites confondus (régression exponentielle et logarithmique)

Figure 1.16: Relation entre la teneur en eau w et le coefficient de compressibilité $C_c / (1 + e_0)$ pour les tourbes de Normandie [2]

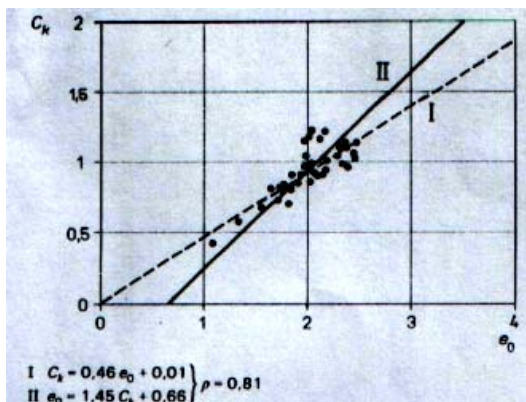
En pratique, l'utilisation de corrélations est donc très recommandable au niveau d'un site, mais l'est moins si l'on passe d'un site à un autre (voir aussi [20], [22] et [16]).

1.4.4.2. Relation entre la perméabilité et l'indice des vides des argiles:

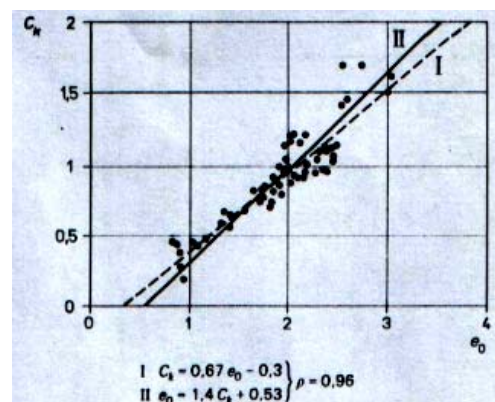
Il est généralement admis que le coefficient de perméabilité C_k des argiles est lié à l'indice des vides e par une relation de la forme:

$$\Delta e = C_k \Delta(\log k) \quad (1.59)$$

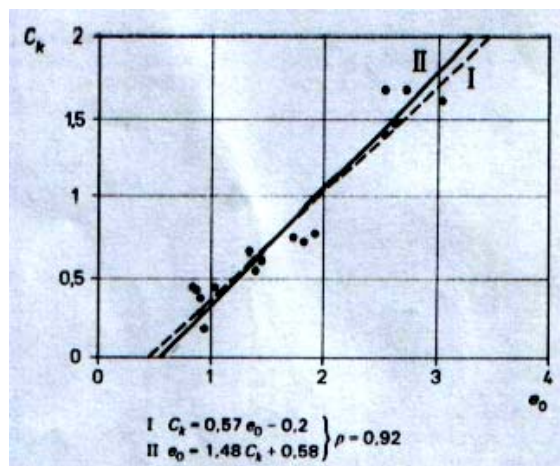
Le coefficient C_k , de cette relation est lui même lié à l'indice des vides initial du sol e_0 , comme on le voit sur les figures 1.17a à 1.17c. On observe, dans ce cas, que les différences entre les droites de régression linéaire sont peu importantes, avec des coefficients de corrélation élevés dans chaque cas. Une telle corrélation peut donc, à la différence des précédentes, être utilisée sur des sites autres que ceux où elle a été établie.



a) argile de la vallée du Saint-Laurent (argile Champlain)



b) autres argiles du Canada



c) toutes les argiles du Canada

Figure 1.17: Relation entre le taux de variation de la perméabilité C_k et l'indice des vides initial e_0 des argiles du Canada [2]

1.4.4.3. Relation entre la limite de liquidité et l'indice de compression des vases:

La figure 1.18 présente les droites de régression obtenues par VIDALIE entre la limite de liquidité w_l et l'indice de compression C_c , de sole fins organiques (vases) d'origines variées.

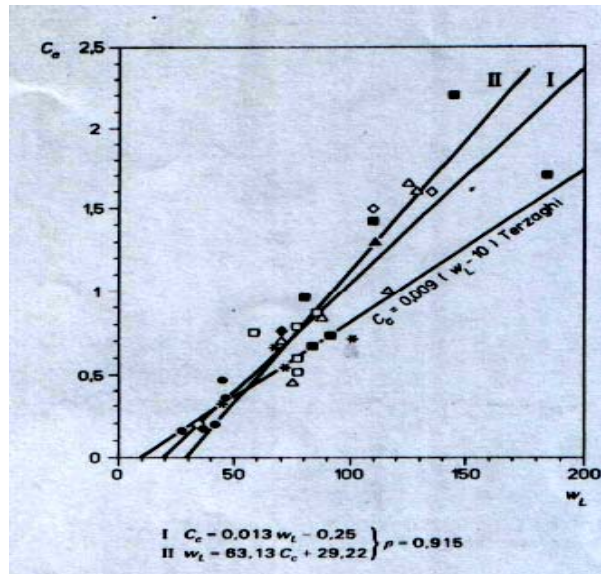


Figure 1.18: Relations entre la limite de liquidité w_l et l'indice de compression [2]

La droite d'équation $C_c = 0,009 (w_l - 10)$ est celle donnée par TERZAGHI pour représenter le comportement moyen des argiles. Cette fois aussi le coefficient de corrélation est élevé et la relation obtenue peut être considérée comme assez fiable (voir aussi [14]).

1.4.4.4. Relation entre la pression limite pressiométrique et la résistance de cône au pénétromètre statique:

Les figures 1.19 et 1.20 montrent les relations existant entre la pression limite nette pressiométrique ($p_1 - p_0$) et la résistance de cône déterminée au pénétromètre statique q_c pour deux ensembles de données publiées par CASSAN pour les sables de Dunkerque (figure 1.19), la relation entre les deux paramètres est associée à un coefficient de corrélation assez élevé [2].

Pour les argiles (figure 1.20), de provenances diverses, les points sont beaucoup plus dispersés dans le graphique et la qualité de la corrélation est plus faible.

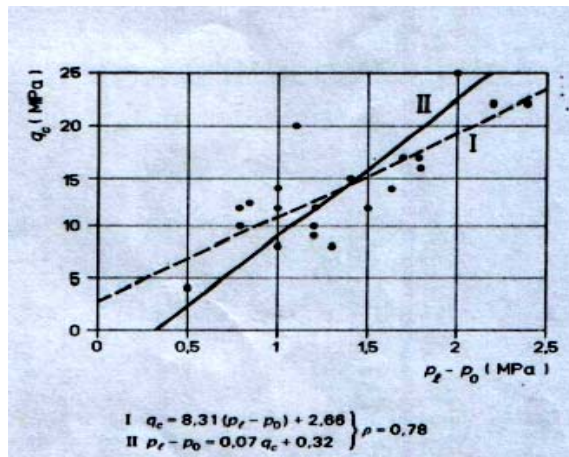


Figure 1.19: Relation entre la pression limite nette pressiométrique ($p_l - p_0$) et la résistance de cône statique q_c pour les sables de Dunkerque [2]

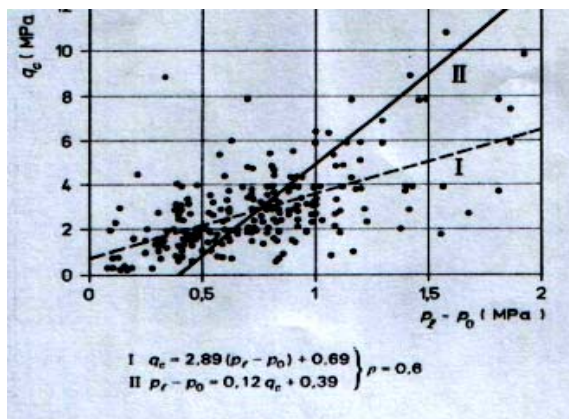
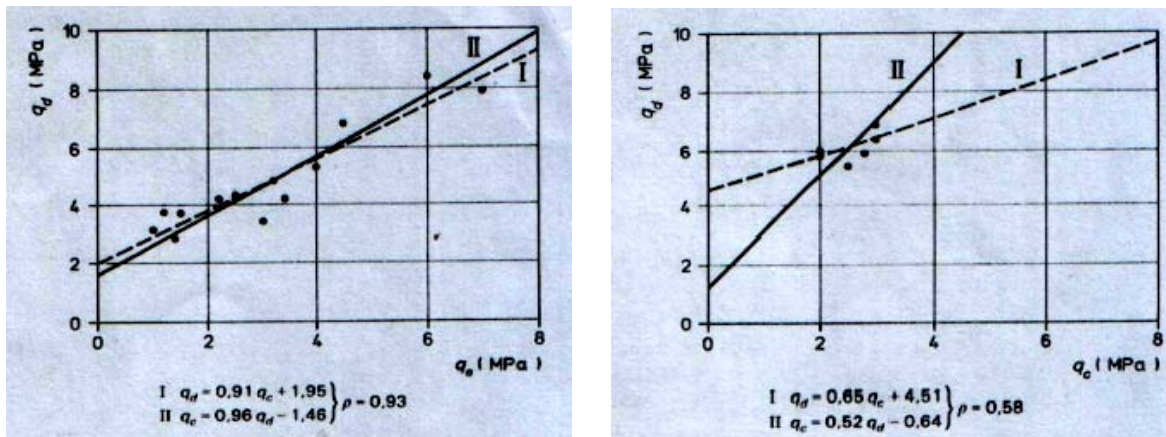


Figure 1.20: Relation entre la pression limite nette pressiométrique ($p_l - p_0$) et la résistance de cône statique q_c pour des argiles de Provenances diverses [2]

1.4.4.5. Relation entre les résistances de cône statique et dynamique:

CASSAN a publié des résultats d'essais comparatifs sur les résistances de pointe déterminées au pénétromètre statique q_c et au pénétromètre dynamique q_d dans des sables argileux à Châlons-sur-Saône, au-dessus du niveau de la nappe. Les droites de régression obtenues sur ces données (figure 1.21a) correspondent à une forte valeur du coefficient de corrélation sur ce site.

Toutefois, les valeurs mesurées au-dessous du toit de la nappe, à des profondeurs où le sol est saturé (figure 1.21b), correspondent à une relation différente entre les deux paramètres, ce qui illustre les limites du domaine de validité des corrélations dans ce cas.



a) sables argileux au dessus du niveau de la nappe

b) sables argileux dans la nappe (sols saturés)

Figure 1.21: Relation entre les résistances de cône statique q_c et dynamique q_d pour des sables argileux [2]

1.4.5. Domaines de validité des corrélations:

Les corrélations que l'on peut établir entre les paramètres physiques et mécaniques des sols sont plus ou moins générales suivant les paramètres concernés. Habituellement, la validité d'une corrélation est limitée à la nature du sol étudié: les propriétés des sables, des tourbes ou des argiles n'obéissent pas aux mêmes lois, elles sont d'ailleurs souvent décrites par des paramètres spécifiques et il n'est pas étonnant que les corrélations établies pour un type de sol ne soient pas valables pour les mêmes propriétés d'un autre type de sol, les figures 1.19 et 1.20 illustrent ce fait dans le cas des paramètres mesurés au pressiomètre et au pénétromètre statique, certaines corrélations établies sur un site sont parfaites pour ce site (par exemple les corrélations des figures 1.16a et 1.16b) peuvent aussi être totalement inadaptées sur un autre site, même constitué d'un sol de même nature [2].

Cette divergence traduit habituellement l'influence d'autres paramètres que ceux qui sont analysés. Par exemple l'influence de l'état du sol, en plus de sa nature. Si la relation obtenue par régression linéaire entre deux paramètres dépend d'autres facteurs, elle peut varier non seulement d'un site à l'autre, mais aussi à l'intérieur d'un même site. Les figures 1.22a à 1.22c illustrent une telle variation dans le cas du site expérimental de Cubzales - Ponts, où les corrélations ont été étudiées dans plusieurs sous ensembles du site, notés «remblais A à C» et «hors remblai HR» sur les figures. Si un tel phénomène est observé sur le site d'un grand projet, il est indispensable de poursuivre l'analyse géotechnique du site afin d'éviter des erreurs d'analyse statistique des données.

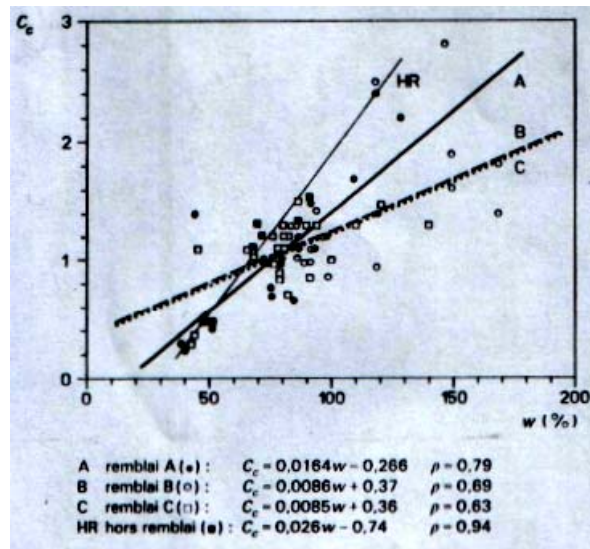
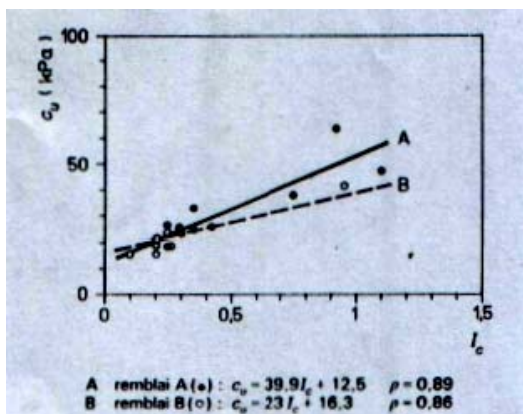
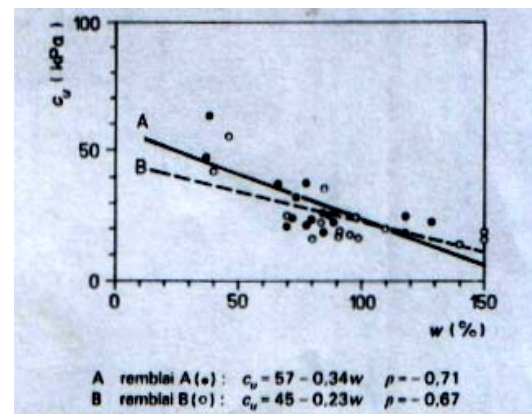
a) Relation entre l'indice de compression C_c et la teneur en eau w b) Relation entre la cohésion non drainée c_u
(scissomètre) et l'indice de consistance I_c c) Relation entre la cohésion non drainée c_u
(scissomètre) et la teneur en eau w

Figure 1.22: Limitations des corrélations: variabilité à l'intérieur d'un site
(données du site expérimental des Laboratoires des Ponts et
Chaussées à Cubzac-les-Ponts) [2]

Finalement on peut dire que sous réserve d'une certaine prudence quant à la généralisation des corrélations établies sur un site, au reste du site ou à d'autres sites, l'utilisation de corrélations constitue une technique très utile pour le progrès des études géotechniques de terrain et son usage peut être recommandé, tant pour compléter des données que pour contrôler la vraisemblance des résultats des essais réalisés en place comme en laboratoire: les données conformes aux corrélations, tant générales qu'établies sur le site, sont en effet plus possibles que celles qui en sont trop éloignées et pour lesquelles des vérification complémentaires sont toujours souhaitables.

1.5. Introduction à l'interprétation statistique des données :

Cette partie est une introduction générale aux méthodes d'interprétation statistique des données où l'on trouvera des définitions des notions de la statistique descriptives utilisées dans notre étude de corrélation.

Finalement, il y a lieu de donner une présentation et un mode d'emploi du test d'ajustement de Khi-carré (ou Khi-Deux) et enfin une conclusion générale.

1.5.1. Etude statistique et corrélations :

Lors d'une étude statistique portant sur un certain caractère à l'intérieur d'une population, la première opération consiste à noter la valeur prise par celui-ci chez chacun des éléments de la population ou de l'échantillon.

Nous nous retrouvons donc devant un ensemble souvent considérable de données et le but de la statistique descriptive est d'y «mettre de l'ordre». Elle servira ainsi à compiler ces données à l'aide de tableaux, à les représenter graphiquement et, enfin, les résumer à l'aide de valeurs caractéristiques.

1.5.1.1. Type de caractères [5]:

Bien que les différents caractères sur lesquels on peut effectuer une étude statistique varient à l'infini, ils se regroupent en trois types :

- quantitatif discret;
- quantitatif continu (c'est le cas dans notre étude);
- qualitatif.

a) Caractères quantitatifs:

Un caractère est quantitatif si l'ensemble de ces valeurs possibles sont numériques et comparables entre elles par leur grandeur.

Un tel caractère est dit quantitatif discret si les valeurs possibles sont isolées les unes des autres. Par contre, si celles-ci constituent des intervalles de nombres réels, on dira que le quantitatif est continu.

b) Caractères qualitatifs:

Lorsque les valeurs possibles d'un caractère ne correspondent pas à celle d'un caractère quantitatif c'est-à-dire lorsqu'elle sont plutôt descriptives, nominatives, le caractère est alors qualitatif.

1.5.1.2. Représentation graphique:

Dans notre cas (caractère quantitatif continu), pour la représentation graphique d'un tel caractère, nous devons bien faire ressortir cet aspect de continuité de notre variable. Plusieurs modes sont utilisées dans ce sens, par exemple : l'histogramme et le polygone de fréquences. Dans notre cas on utilisera la première méthode.

Dans l'histogramme, les rectangles sont tous adjacents les uns aux autres pour bien traduire la continuité du caractère.

1.5.1.3. Différents types de distributions des données (selon le mode du variable) [5]:

On peut rencontrer plusieurs types de distributions des données selon, bien sûr, les modes des variables.

a) Distributions unimodales (qui ne possèdent qu'un seul mode)

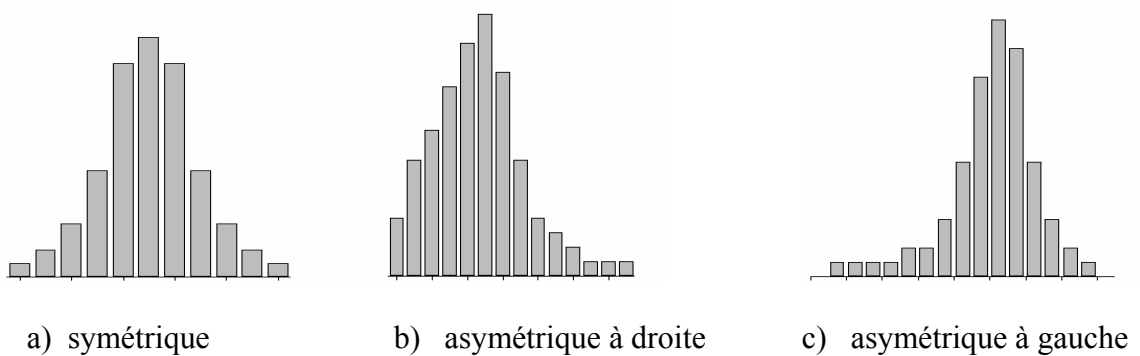


Figure 1.23 : Distributions unimodales [5]

b) Distributions bimodales (qui possèdent deux modes)

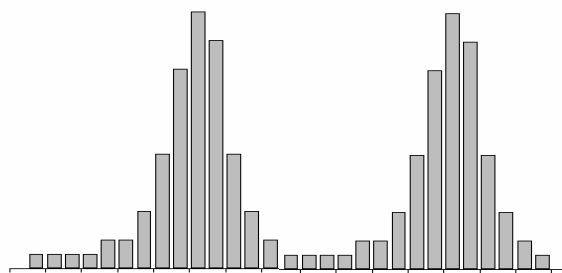


Figure 1.24 : Distributions bimodales [5]

c) Distributions plurimodales (qui possèdent plusieurs modes)

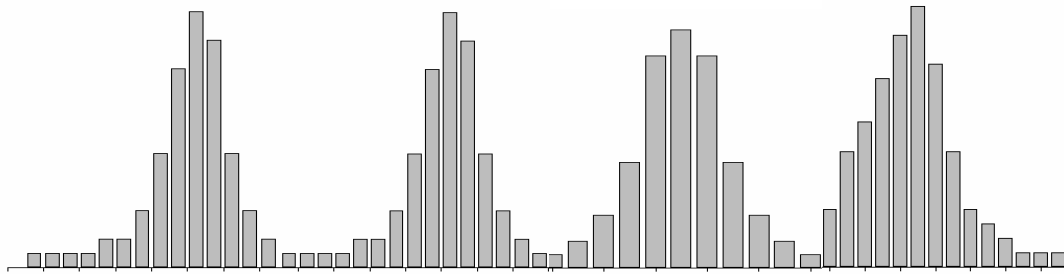


Figure 1.25 : Distributions plurimodales [5]

1.5.1.4. Rappel des Lois de probabilités particulières

Il existe plusieurs lois de probabilités particulières (loi continue uniforme, du khi-carré, de T de Student, loi normale)

A cause de son importance en MDS, nous nous intéresserons qu'à de cette dernière (loi normale) à laquelle nous accorderons une place privilégiée.

1.5.1.4.1. Loi normale [5]:

Cette loi, que l'on nomme aussi loi de Gauss, loi de Laplace, loi de Laplace-Gauss, est, sans conteste, la plus importante de toutes les lois de probabilité. Dans cette section, nous nous proposons de la décrire, de l'analyser et de présenter certains de ses usages. Nous verrons par la suite, à mesure que notre étude progressera, que ses applications; sont presque sans limites.

a) Ecriture d'une loi normale:

Soit a , une constante réelle et b , une constante réelle strictement positive, toute fonction $f: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$ telle que :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{x-\mu}{2\sigma}} \quad (1.60)$$

Si X est une variable aléatoire qui obéit à une loi normale, on note: $X: N(\mu, \sigma^2)$ où μ et σ^2 identifient respectivement les valeurs de l'espérance et de la variance de cette variable.

b) Représentation graphique:

Voici la représentation graphique d'une fonction de densité de probabilité $N(\mu, \sigma^2)$:

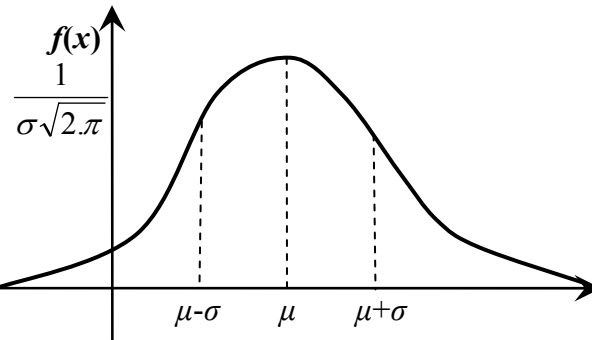


Figure 1.26: Forme d'une loi normale [5]

Cette fonction, symétrique par rapport à $x = \mu$ possède un point de maximum en $x = \mu$ et 2 points d'inflexion $x = \mu - \sigma$ et $x = \mu + \sigma$.

Comme il s'agit d'une fonction de densité de probabilité, l'aire de la surface sous la courbe est de 1 et, à cause de la symétrie, nous retrouverons toujours une aire de 0,5 de chaque côté de l'axe $x = \mu$. Suivant que la valeur de σ est plus ou moins grande, la fonction de densité de probabilité normale est plus ou moins étalée et aplatie. D'autre part, suivant la valeur de μ , cette fonction est concentrée autour d'une valeur positive ou négative, plus ou moins éloignée de 0.

c) Loi normale standard:

Parmi l'infinité des lois normales, il en est une que l'on dit standard, la loi $N(0,1)$. C'est elle qui, comme son nom l'indique, nous servira de référence pour toutes les autres normales.

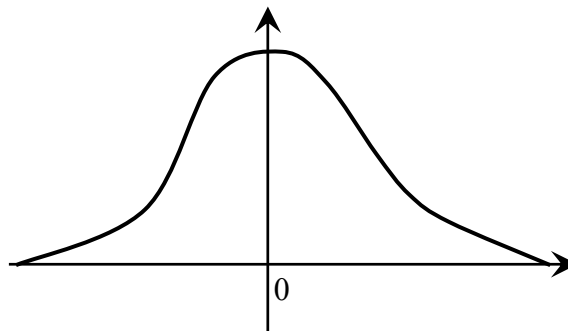


Figure 1.27 : Forme d'une loi normale standard [5]

d) Calculs de probabilités pour $Z: N(0, 1)$:

Tous les calculs de probabilités pour une variable soumise à une loi normale, s'effectueront à partir d'une table de distribution de probabilités de la variable $Z: N(0, 1)$.

Cette table nous donne les valeurs de $P[0 \leq Z \leq z]$ pour des valeurs de z positives. La lecture se fait simplement comme suit:

On trouve la valeur de $P[0 \leq Z \leq z]$ à l'intersection de la ligne correspondant à l'entier et à la première décimale de z , et de la colonne correspondant à sa deuxième décimale. Voilà donc, pour un calcul de la forme $P[0 \leq Z \leq z]$. Pour un calcul d'une autre forme que celle là, la propriété de symétrie d'une loi normale qui pour une $N(0,1)$, s'applique par rapport à $z = 0$ et le fait que l'aire de chacune des demi-surfaces placées de part et d'autre de cet axe égale 0,5 permettra toujours les transformations nécessaires pour poser le problème en termes de $P[0 \leq Z \leq z]$

e) Calculs de probabilités pour X: $N(\mu ; \sigma^2)$:

Les seules tables de distributions normales que l'on bâtit sont celles d'une variable $Z:N(0,1)$, Pourtant, nous aurons souvent à effectuer des calculs de probabilités pour une variable soumise à une loi normale quelconque $N(\mu, \sigma^2)$. Donc on peut appliquée la règle suivante, grâce à laquelle nous pourrons utiliser une table de distribution de Z pour des calculs au sujet d'une variable X soumise à une loi normale quelconque:

Si $X: N(\mu, \sigma^2)$.

Alors $P[a \leq X \leq b] = P[(a-\mu)/\sigma \leq (X-\mu)/\sigma \leq [(b-\mu)/\sigma]$

$$P[(a-\mu)/\sigma \leq Z \leq [(b-\mu)/\sigma]$$

Dans notre étude, pour dire qu'un échantillon représente bien une population, c'est-à-dire exploiter les caractéristiques qui résument cet échantillon (moyenne et écart type), il faut vérifier que l'échantillon obéit à une loi de probabilité particulière.

En géotechnique, les caractéristiques mécaniques des sols obéissent, en général, à la loi normale. Pour vérifier cette supposition on utilise un des tests d'ajustement les plus connus, c'est le test d'ajustement de khi-carré

1.5.1.5. Test d'ajustement du khi-carré:

1.5.1.5.1. Les hypothèses à confronter:

Les hypothèses d'un tel test se présenteront toujours sous cette forme [19]:

H_0 : la variable X de la population est distribuée selon la loi de probabilité suivante: ...

H_1 : la variable X de la population n'obéit pas à cette loi.

1.5.1.5.2. Principe d'application de ce test:

Pour ce type de test, le contenu d'une hypothèse H_0 pourra donc toujours prendre la même forme: X , variable définie pour l'ensemble de la population, est distribuée de la façon suivante:

X_i	X_i X_i X_i
$P(x_i)$	p_1 p_2 p_i

Afin de vérifier la véracité d'une telle hypothèse, on prélève un échantillon de cette population et pour lequel on calcule chacune des fréquences relatives f_i pour les différentes classes de valeurs X_i proposées par H_0 :

X_i	X_i X_i X_i
f_i	f_1 f_2 f_i

On compare ensuite ces deux tableaux (des p_i et des f_i).

- Si l'échantillon prélevé à l'intérieur de la population se comporte comme le modèle proposé par H_0 pour l'ensemble de la population, on considère que l'échantillon confirme cette hypothèse et on décide de conserver cette dernière.

- Si l'échantillon ne se conforme pas tout à fait au modèle proposé par H_0 , on procède à l'analyse suivante [5]:

- la population est unique, donc distribuée suivant une loi de probabilité qui lui est propre:
- au moment de tirer un échantillon de cette population, plusieurs échantillons différents sont possibles, donc certaines distorsions par rapport au modèle de la population sont possibles; si H_0 est vraie, certaines différences sont donc à prévoir entre le modèle proposé par cette hypothèse et celui de l'échantillon:

- Si les différences entre le tableau des p_i et celui des f_i sont relativement mineures, on en attribue la cause à l'aspect aléatoire d'un tirage au hasard; on admet alors qu'il est vraisemblable que l'échantillon provienne d'une population distribuée suivant le modèle proposé par H_0 et on considère que cette hypothèse est acceptable.

- Si l'échantillon ne se comporte pas du tout selon le modèle proposé par H_0 , on considère qu'il est vraiment peu probable (bien que toujours possible) qu'il provienne d'une population telle que décrite par cette hypothèse, on conclut alors qu'il provient d'une population soumise à une loi différente et on rejette H_0 .

1.5.1.5.3. Processus d'utilisation:

Considérant ces différents aspects, on utilisera donc la distribution de probabilités que nous venons de décrire de la façon suivante:

- On fixera d'abord un risque d'erreur α (de l'ordre de 10%, 5% ou 1%).

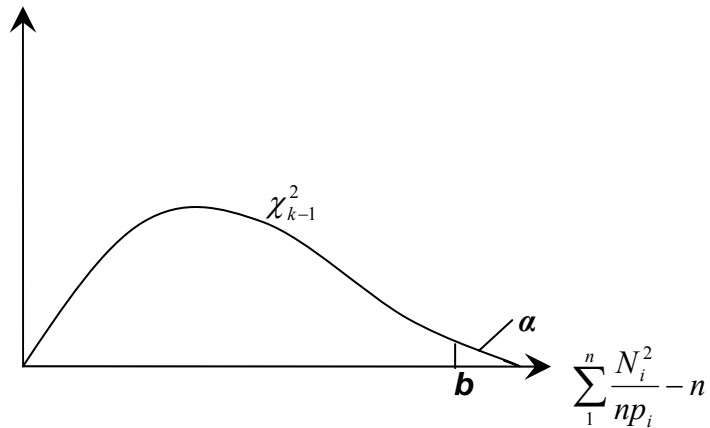


Figure 1.28 : Zone d'acceptation de H_0 / zone de rejet de H_0 [5]

- Comme $\alpha = P$ [rejeter H_0 / H_0 est vraie], on situera tout ce risque d'erreur à l'extrême droite de la surface située sous la courbe de χ_{k-1}^2 et on déterminera ainsi une borne b sur l'axe des valeurs possibles de la variable.
- On tirera un échantillon et on calculera la valeur particulière de la variable $\sum_{i=1}^n \frac{N_i^2}{np_i} - n$ (Valeur échantillonnale)
- Si Cette valeur est $\leq b$, on conservera H_0 , par contre si elle est $> b$, on rejettera H_0 pour considérer que cet échantillon provient en réalité d'une population distribuée différemment que le modèle proposé par cette hypothèse.

Donc l'étude des corrélations est basée principalement sur la statistique descriptive, c'est pour cette raison qu'il faut avoir des connaissances sur les outils utilisé dans ce domaine. L'utilisation des tests d'ajustement statistique, notamment le test de khi-carré, est un moyen pour juger la qualité et la représentativité d'un échantillon statistique donné.

Conclusion:

L'étude des corrélations entre les essais nécessite des connaissances sur les caractéristiques mesurées ainsi que leurs natures.

En plus des connaissances sur les essais, il faut avoir aussi des connaissances sur les différents outils statistiques utilisés pour l'interprétation des données.

La connaissance des méthodes du calcul de la capacité portante et du tassement des fondations superficielles nous aide à exploiter les résultats des corrélations pour développer des approches de calcul à l'aide des données locales.

CHAPITRE2

ANALYSE DES CORRELATIONS LOCALES

Introduction:

Ce chapitre se propose de présenter une analyse des corrélations pouvant exister entre les données géotechniques local.

Ce chapitre se compose de sept paragraphes, dont le premier présente la base de donnée construite pour l'analyse des corrélations.

Dans les paragraphes qui viennent c'est-à-dire du deuxième jusqu'au septième, on va présenter des études de corrélations entre différents types d'essais, notamment:

- pressiomètre / pénétromètre statique;
- pressiomètre / pénétromètre dynamique;
- pressiomètre / essais de laboratoires;
- pénétromètre statique / essais de laboratoires;
- pénétromètre dynamique / essais de laboratoires;
- entre les essais de laboratoires.

Ce chapitre finit par une conclusion générale sur les résultats obtenus de l'analyse des corrélations.

2.1. Présentation de la base de données :

Dans ce chapitre, on se propose de présenter la base de données collectée à l'aide d'une étude statistique. On présentera ensuite les méthodes d'interprétation pour quelques essais in situ ou de laboratoires dans cette collecte.

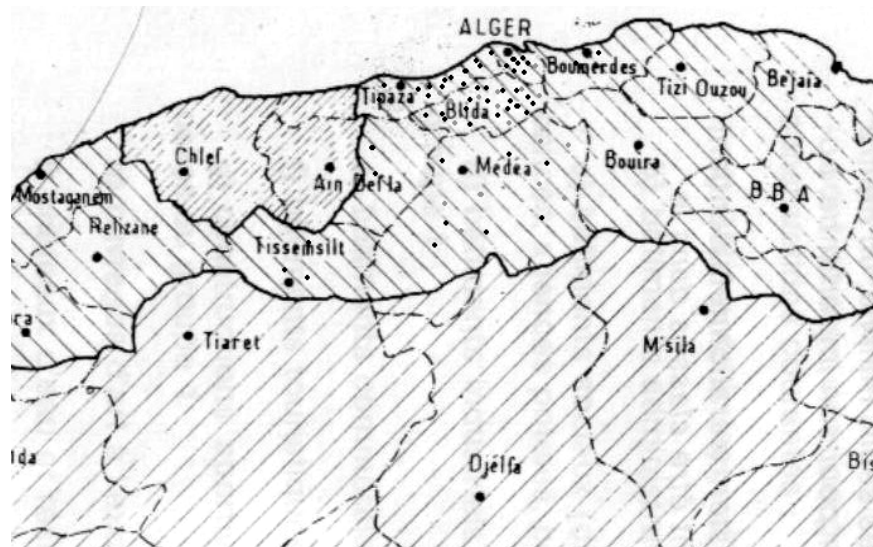
2.1.1. Collecte des données:

La base de données a été construite à partir des données expérimentales collectées lors des études géotechniques menées par les laboratoires sur des sites localisés dans le nord Algérien.

2.1.2. Etude statistique de la base de données:

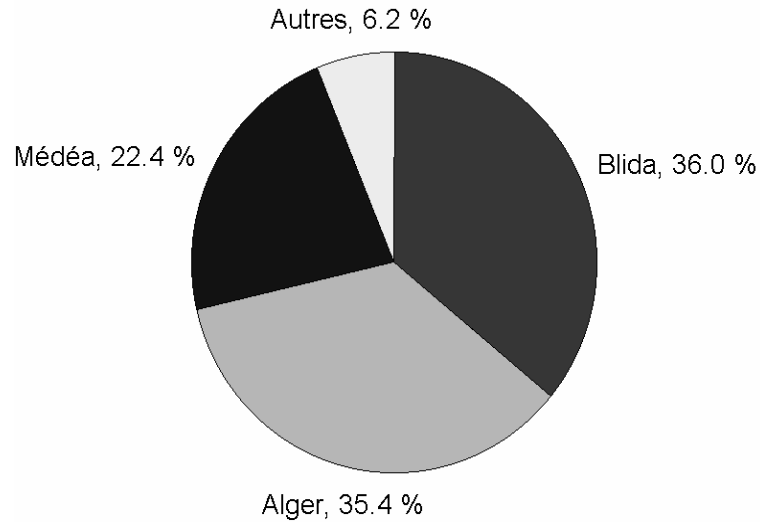
2.1.2.1. Taille:

La base de données comporte 164 projets collectés à partir de différentes sources (C.T.C, laboratoires, bureaux d'études,.....). Ces projets se localisent dans différentes régions du centre Algérien, ils sont répartis comme suit (voire figure 2.1):



Légende : • capitale de wilaya
• positions des sites

Figure 2.1: Localisation des projets



Graphique 2.1 : Distribution géographique des projets

Tableau 2.1: Localisation des projets

La région	Le pourcentage des rapports en (%)
Blida	36.0
Alger	35.4
Médéa	22.3
Autres (Tipaza, Ain Defla, Tissimsilt)	6.2

2.1.2.2. Types d'ouvrages :

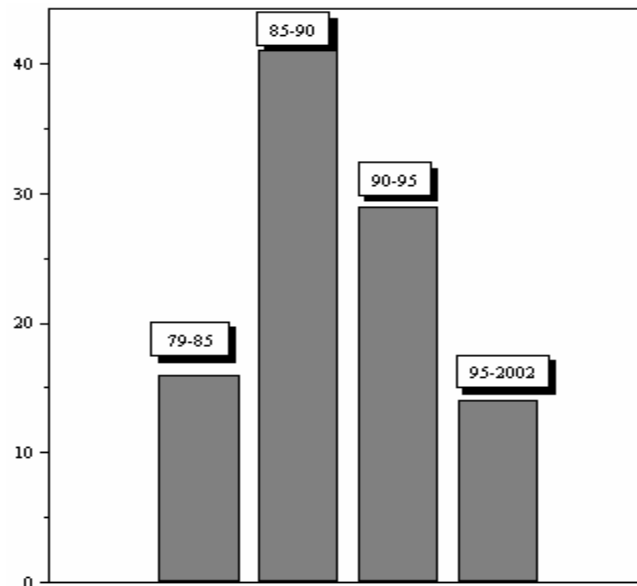
Les ouvrages étudiés dans le cadre de ces projets sont répartis comme suit :

Tableau 2.2: Types d'ouvrages dans les projets

Types de bâtiments	Le pourcentage du rapport en (%)
Bâtiments à usage d'habitation	45.3%
Bâtiments à usage administratif	18.2%
Bâtiments à usage éducatif	18.2%
Bâtiments à usage industriel	10.1 %
Autres (châteaux d'eau, chemins de fer, stations électriques.)	8.2%

2.1.2.3. Période d'essais:

L'histogramme ci-après montre qu'une grande partie des projets a été réalisée entre 1985 et 1990 (voir Graphique 2.2)



Graphique 2.2: Périodes d'essais

2.1.2.4. Source de données:

La majorité des données collectées a été fournie par le L.N.H.C, le reste par d'autres organismes (voir le tableau 2.3):

Tableau 2.3: Les organismes qui ont fait les projets

Type de bâtiment	Le pourcentage des rapports en (%)
L.N.H.C	71.4%
S.E.T.A.M	19.8%
L.T.P	4.4%
Autres...	4.4%

2.1.3. Essais rencontrés dans les projets:

Dans ces projets nous avons rencontré plusieurs types d'essais, mais il est très rare de trouver un projet qui contient tous les types d'essais.

Donc on peut classer nos projets dans des classes selon les types d'essais qu'elles contiennent:

- Classe de projets où on trouve: des essais d'identification, essais mécaniques, deux types ou plus d'essais in-situ,

- Classe de projets où on trouve: des essais d'identification, des essais mécaniques, un type d'essais in-situ,
- Classe de projets où on trouve: deux types ou plus d'essais in-situ,

2.1.3.1. Essais in-situ:

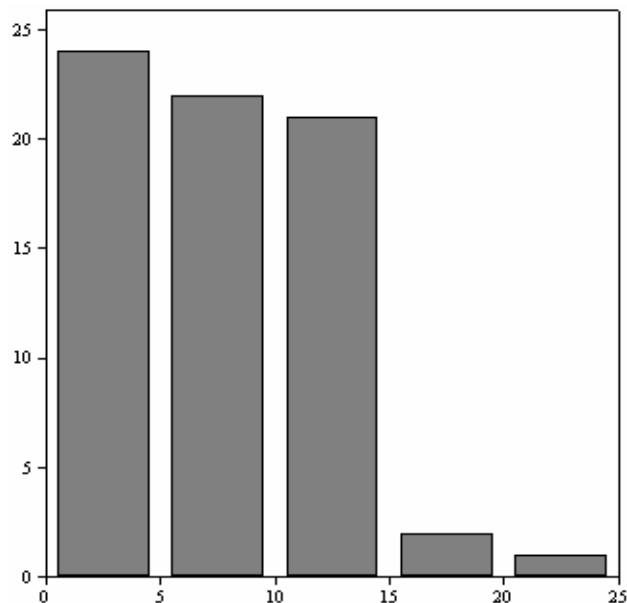
La reconnaissance in-situ des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle doit ensuite donner les informations sur les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche du terrain étudié.

L'avantage des essais in-situ est qu'ils sont moins coûteux et qu'on peut ainsi les multiplier pour obtenir une meilleure connaissance du sol. Par ailleurs, ils sont parfois les seules méthodes possibles lorsqu'on ne peut pas prélever des échantillons intacts.

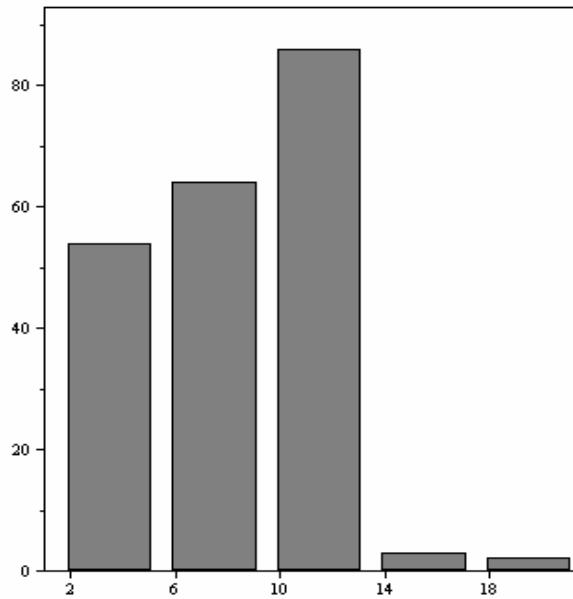
2.1.3.1.1. Sondages:

On rencontre deux types de sondages: - Sondage carotté
 - Sondage à la tarière ;
 dont les profondeurs sont variables d'un sondage à l'autre.

Les histogrammes ci-après illustrent la variation des profondeurs pour les sondages carottés et les sondages à la tarière respectivement:



Graphique 2.3: Profondeurs des sondages carottés

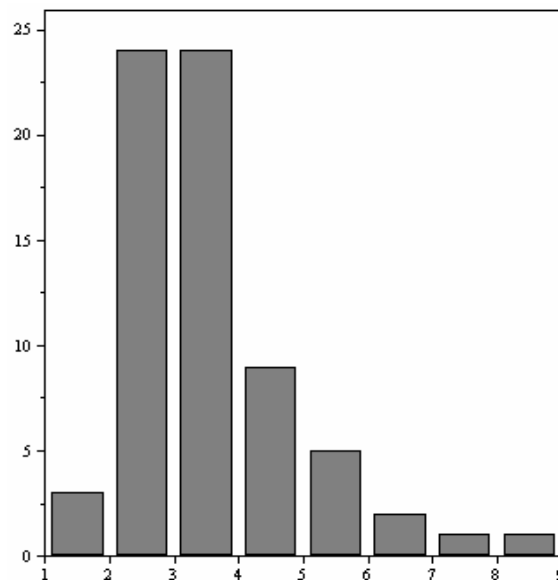


Graphique 2.4: Profondeurs des sondages à la tarière

2.1.3.1.2. Essais préssiométriques PMT:

On peut les trouver avec d'autres types d'essais in-situ ou avec des essais de laboratoires. Le nombre des points collectés est de 1706.

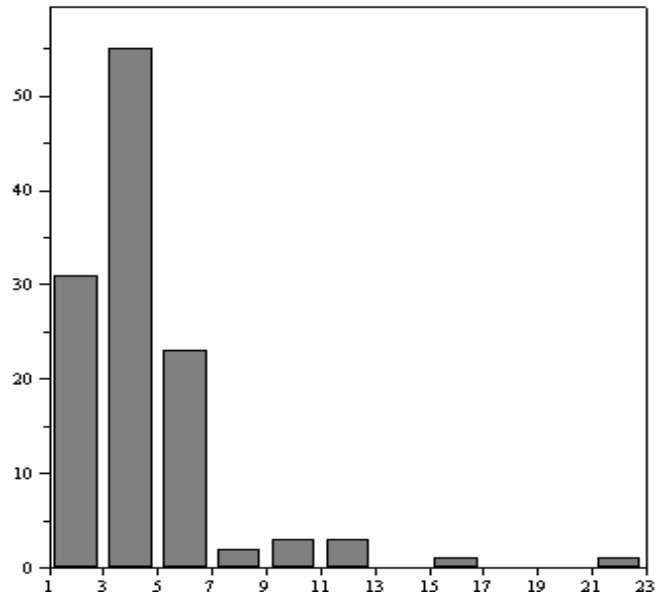
Le nombre des sondages par projet est variable, on remarque, d'après le Graphique 2.5, que la majorité des projets contient entre deux et trois sondages.



Graphique 2.5: Nombre de sondages préssiométriques par projet

2.1.3.1.3. Essais de pénétrations dynamiques DPT:

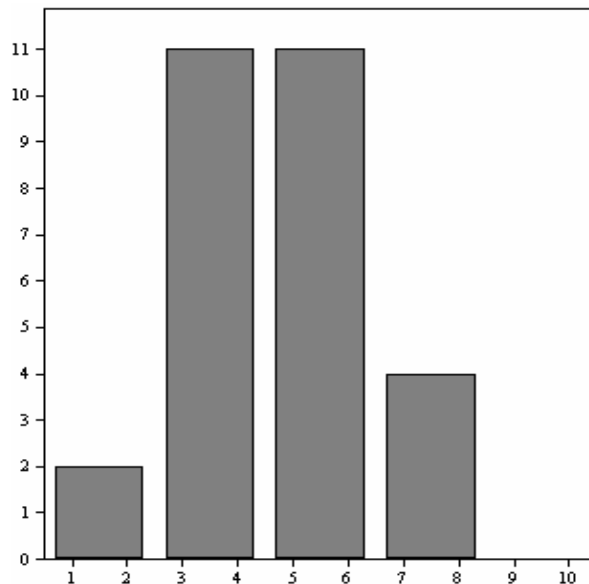
Le nombre de points collectés est de 3788, on remarque qu'une grande partie des projets collectés contient de 4 à 5 sondages (voir Graphique 2.6)



Graphique 2.6: Nombre de sondages pénétrométriques (DPT) par projet

2.1.3.1.4. Essais de pénétration statique CPT:

Le nombre de points collectés est de 1048. On remarque qu'une grande partie des projets collectés contient entre 3 à 5 sondages (voir Graphique 2.7)



Graphique 2.7: Nombre de sondages pénétrométriques (CPT) par projet

2.1.3.2. Essais de laboratoire:

Après la reconnaissance géologique et géophysique du sol, il convient de prélever des échantillons appelés carotte afin de compléter la reconnaissance in-situ par des essais mécaniques au laboratoire. Ces prélèvements sont effectués à l'aide des carottiers et ils sont de plusieurs types selon la nature du sol dont on veut prélever un échantillon.

Les carottes de sol sont étiquetées et classées (date, lieu de sondage, profondeur du sondage...), ce classement permet de définir la coupe géologique du sol et de situer l'échantillon sur lequel on réalise les essais. Les carottes sont paraffinées afin de conserver les caractéristiques initiales car un échantillon doit être remanié le moins possible pour être significatif.

2.1.3.2.1. Essais d'identification:

Dans les essais d'identifications rencontrés dans nos projets, plusieurs caractéristiques ont été déterminées : γ_h , γ_s , γ_d , S_r , w_l , w_p , I_p , ect.... En plus, dans quelques projets il a lieu de faire l'analyse granulométrique de quelques échantillons prélevés.

2.1.3.2.2. Essais mécaniques:

On rencontre en général les essais de cisaillement et les essais oxydimétrie.

2.1.4. Méthodes d'interprétation:

Par souci de rigueur, nous avons adopté des méthodes d'interprétation pour quelques essais de laboratoires, ainsi que les essais in-situ.

2.1.4.1. Essais de laboratoire

2.1.4.1.1. Essais œdométrique :

La méthode d'interprétation utilisée dans les projets est celle de Casagrande mais le fait qu'elle est basée sur l'appréciation visuelle de la courbure est un handicap. Donc on adopte la méthode de Butterfield dans la détermination de σ_c (tracer plutôt le logarithme de $(1+e)$ en fonction du logarithme de σ). Cette méthode est plus rigoureuse que celle de Casagrande (voir figure 2.2).

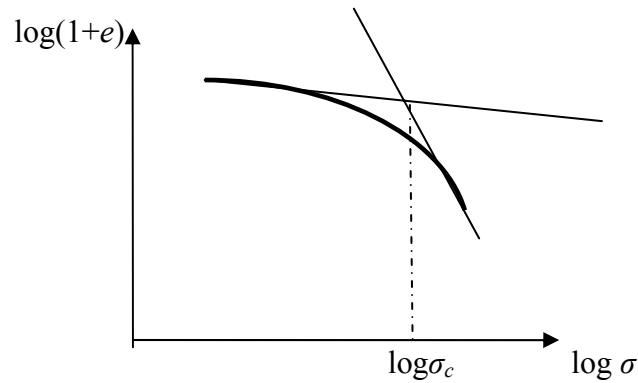


Figure 2.2: Méthode de Butterfield [12]

2.1.4.1.2. Essai de cisaillement:

Pour la détermination des caractéristiques c et φ , on doit tracer la droite de Coulomb. Pour tracer cette droite on doit utiliser un ajustement par la méthode des moindres carrés ce qui nous permet de déterminer les caractéristiques c et φ d'une façon plus précise.

2.1.4.2. Essais in situ CPT et DMT :

Le nombre élevé des pics qui contiennent un pénétrogramme (CPT ou DPT), nous conduit à filtrer les diagrammes en reliant les pics minima pour obtenir une courbe qu'on appelle «enveloppe des minima».

Ces pics sont dus en général au fonctionnement de l'appareil pénétrométrique (statique ou dynamique), et ne reflètent pas une augmentation brusque de la résistance du sol.

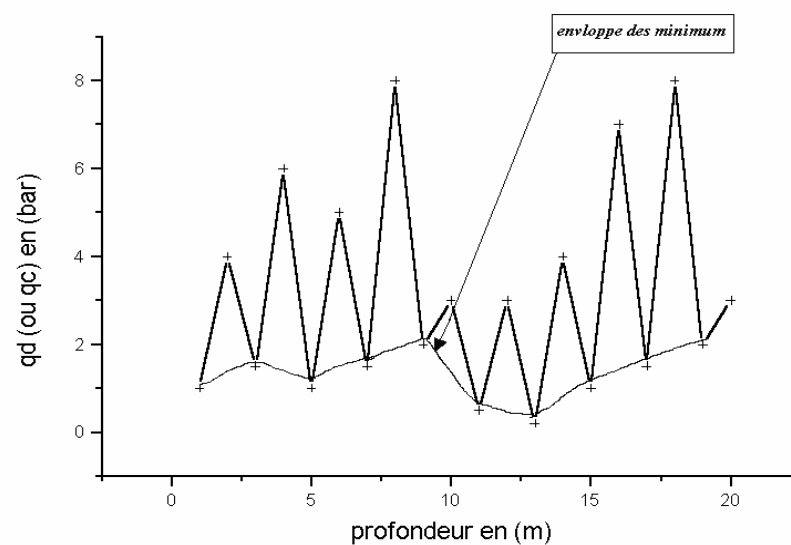


Figure 2.3: Enveloppe des minima d'un pénétrogramme

Donc il est clair que cette base de données contient des essais in situ ou de laboratoire d'un nombre relativement suffisant et de différents types parfois dans le même projet, ceci nous permettra de faire des corrélations de plusieurs types.

2.2. Etude de la corrélation pressiomètre /pénétrömètre statique :

On se propose de présenter une étude de corrélation pressiomètre/ pénétrömètre statique (PMT / CPT) en utilisant les données disponibles dans la base de données. Dans une première partie, on va étudier la corrélation entre le module préssiométrique E_m et la résistance en pointe statique q_c et ensuite, la corrélation de la résistance en pointe statique q_c avec la pression limite préssiométrique p_l et cela pour différents types de sol (argiles, argiles carbonatées, etc...), et enfin, on va faire une comparaison entre nos résultats et ceux trouvés dans la littérature.

2.2.1. Corrélations pénétrömètre statique/ pressiomètre (CPT / PMT):

Comme il a été déjà signalé dans l'étude bibliographique, les grandeurs mesurés dans l'essai préssiométrique sont la pression limite p_l et le module préssiométrique E_m et pour l'essai de pénétration statique, parmi les grandeurs mesurées c'est la résistance en pointe statique q_c .

Dans ce qui suit, on va étudier la variation des rapports (E_m/q_c) et (q_c/p_l) pour différents groupes de données (échantillons dans le langage des statisticiens) on les résumant à l'aide des valeurs caractéristiques (moyenne et écart type) et ensuite, il a lieu de les comparer avec des valeurs trouvées dans la littérature si c'est possible.

2.2.1.1. Méthode d'analyse:

On travaille de la façon suivante:

- On collecte toutes les données CPT et PMT des projets qui contiennent les deux types d'essais soit q_c pour le CPT et E_m et p_l pour le PMT .
- On calcule les rapports (E_m/q_c) et (q_c / p_l) avec des données des emplacements proches les uns des autres,
- On calcule les logarithmes décimaux des rapports (E_m/q_c) et (q_c / p_l) avec des données des emplacements proches les uns des autres,
- On trace les histogrammes des $\log(E_m/q_c)$ et $\log(q_c/p_l)$ et on calcule la moyenne et l'écart type (c'est-à-dire μ et sd des logarithmes) pour chaque groupe de données, pour cela on utilise un logiciel destiné au calcul statistiques (en général, on utilise le logiciel

ORIGINE). Ces groupes sont classés en fonction de la nature du sol (argile graveleuse, sable, argile carbonaté....).

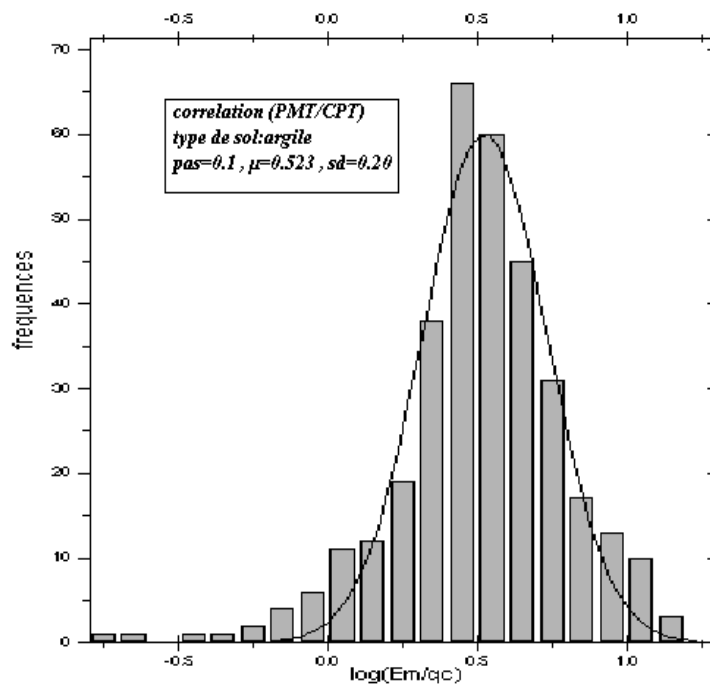
2.2.1.2. Corrélation entre modules préssiométriques E_m et la résistance à la pointe statique q_c pour différents types de sols:

Dans cette partie, on va étudier la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les différents types de sols disponibles dans notre base de données, pour cela, dans la corrélation PMT / CPT on dispose, dans notre base de données, de quatre types de sols où les valeurs sont, du point de vue nombre et localisation, relativement suffisant pour qu'on puisse tirer des conclusions.

Il s'agit des groupes de données suivantes: les argiles en général, les argiles carbonatées, les argiles graveleuses et enfin, les sables.

2.2.1.2.1. Corrélation entre modules préssiométriques E_m et la résistance à la pointe statique q_c pour les argiles en général:

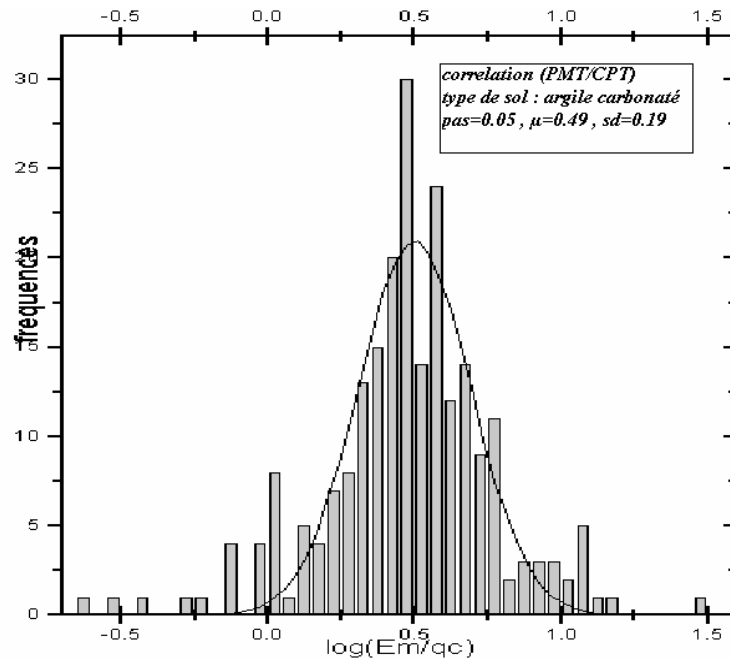
Le nombre de valeurs collectées est de 341 à partir de (164) projets disponibles, la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est représentée dans le graphique 2.8. Ces données sont représentées graphiquement à l'aide d'un histogramme. On remarque que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est de $\mu = 0.523$ avec un écart type $sd = 0.2$ (voir le graphique 2.8).



Graphique 2.8: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les argiles en général

2.2.1.2.2. Corrélation entre modules préssiométriques E_m et la résistance à la pointe statique q_c pour les argiles carbonatées:

Pour les argiles carbonatées, nous avons collectés 229 valeurs dans les projets disponibles, la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est représentée dans le graphique 2.9:

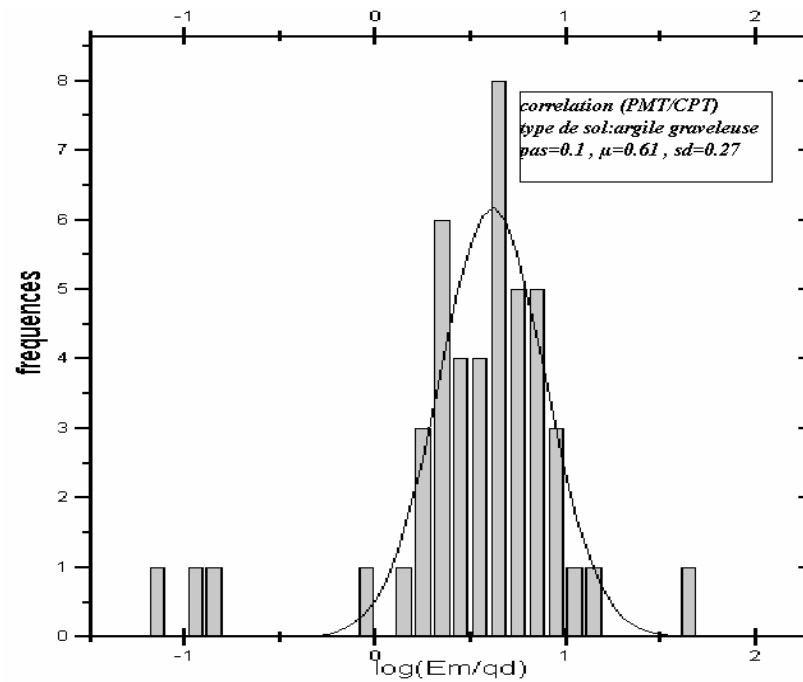


Graphique 2.9: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les argiles carbonatées

On remarque, d'après ce graphique, que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est de $\mu = 0.49$ avec un écart type $sd = 0.19$ pour les argiles carbonatées.

2.2.1.2.3. Corrélation entre modules préssiométriques E_m et la résistance à la pointe statique q_c pour les argiles graveleuses:

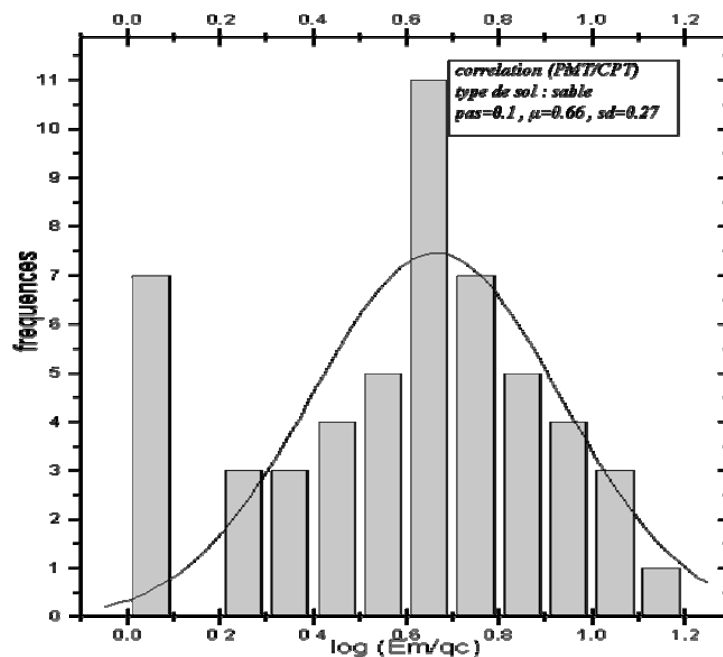
Pour ce type d'argile, le nombre de valeurs collectés est de 46, la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est représentée dans le graphique 2.10 ou on remarque, que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est de $\mu = 0.61$ avec un écart type $sd = 0.27$ pour les argiles graveleuses



Graphique 2.10: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les argiles graveleuses

2.2.1.2.4. Corrélation entre modules préssiométriques E_m et la résistance à la pointe statique q_c pour les sables:

Le nombre de valeurs collectées sont 53 dans les projets disponibles, la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est représentée dans le graphique 2.11:



Graphique 2.11: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) pour les sables

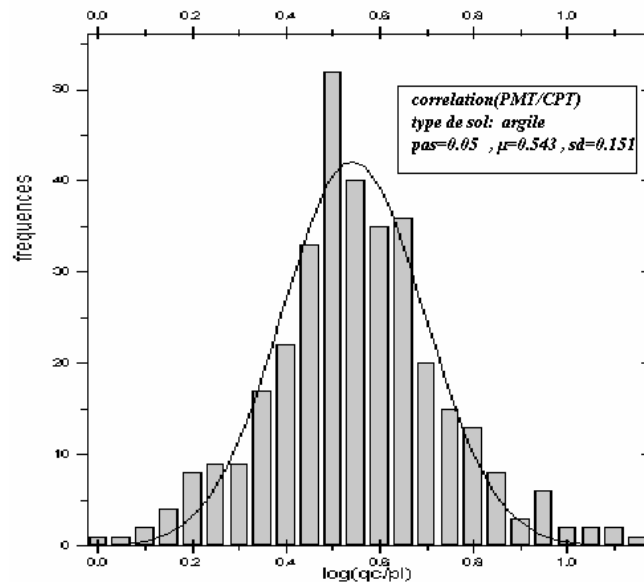
On remarque, d'après le graphique 2.11 que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_c) est de $\mu = 0.66$ avec un écart type $sd = 0.27$ pour les sables.

2.2.1.3. q_c/p_l dans les différents types de sols:

Toujours dans le cadre de l'étude des corrélations PMT / CPT, on va étudier la variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) pour les mêmes types de sol étudiés dans la corrélation (E_m/q_c).

2.2.1.3.1. q_c/p_l dans les argiles en général :

Le nombre de valeurs collectées est de 341, la variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) est représentée dans le graphique 2.12:

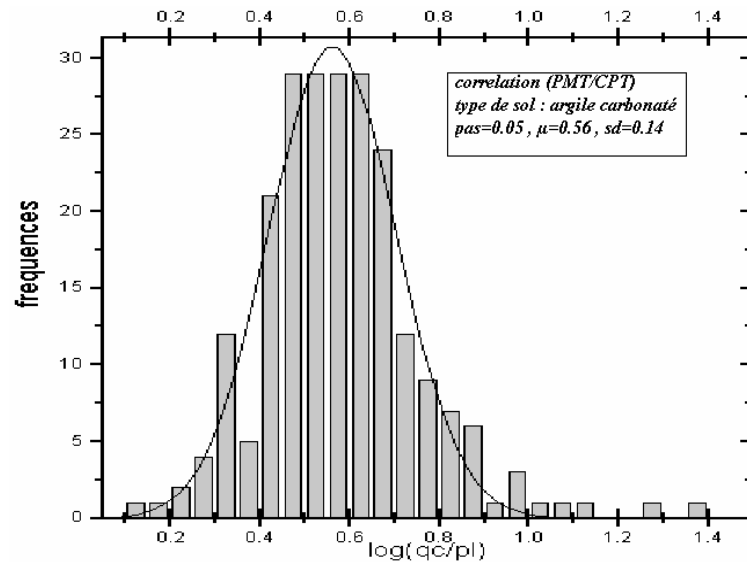


Graphique 2.12: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) pour les argiles en général

D'après le graphique 2.12, on remarque que la moyenne du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) est de $\mu = 0.543$ avec un écart type $sd = 0.151$ pour les argiles en général.

2.2.1.3.2. q_c/p_l dans les argiles carbonatées:

Pour les argiles carbonatées, le nombre de valeurs collectées est de 229 dans notre base de données, la variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) est représentée dans le graphique 2.13:

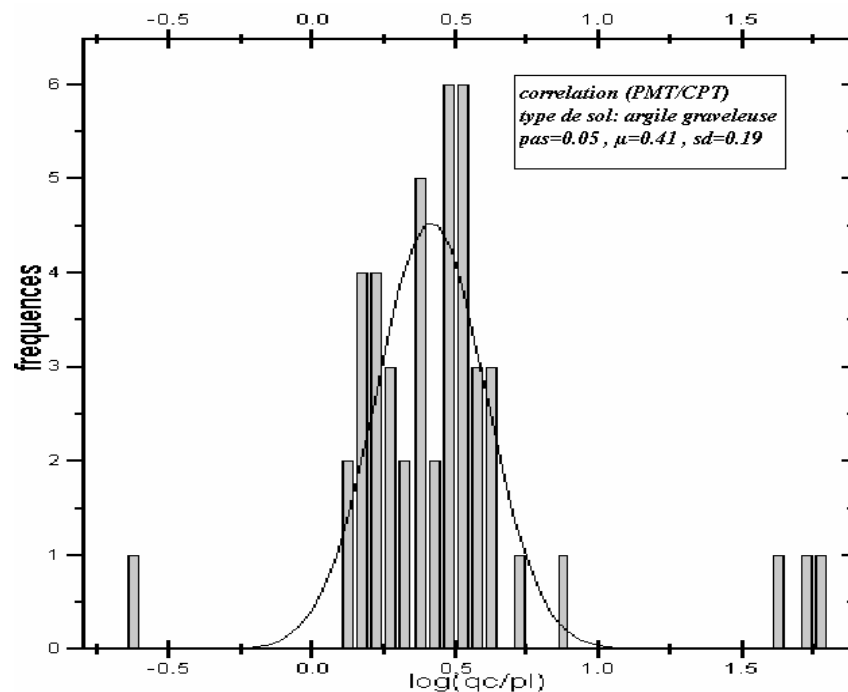


Graphique 2.13: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) pour les argiles carbonatées

d'après le graphique 2.13, la moyenne du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) pour ce type d'argile est de $\mu = 0.56$ avec un écart type $sd = 0.14$.

2.2.1.3.3. q_c/p_l dans les argiles graveleuses:

Le nombre de valeurs collectées est de 46 de (164) projets disponibles, la variation de ce rapport dans le cas des argiles graveleuses, est représenté dans le graphique 2.14:

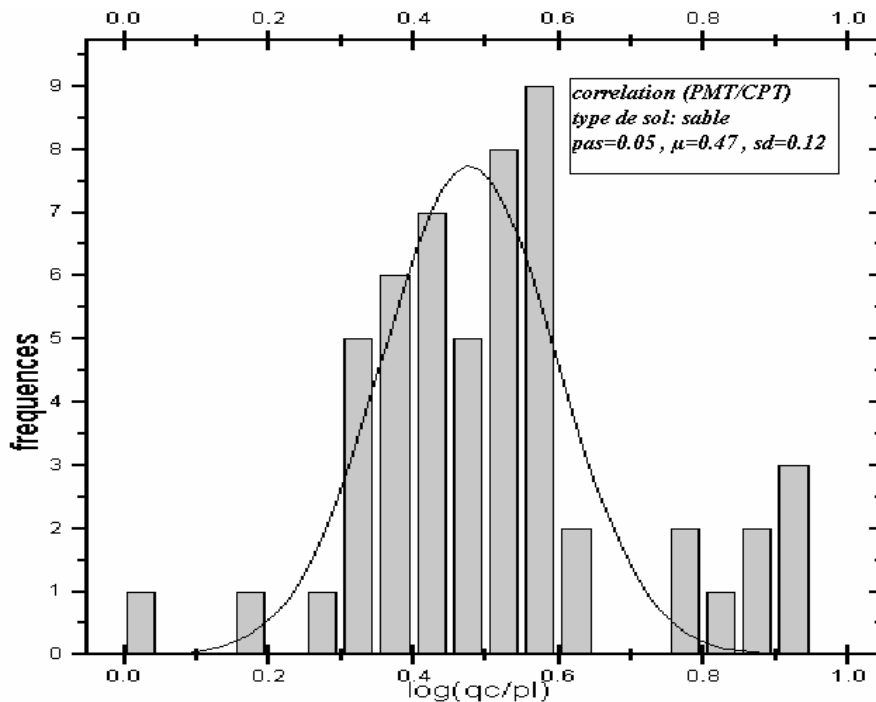


Graphique 2.14: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) pour les argiles graveleuses

On remarque, d'après le graphique 2.14 que la moyenne du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) est de $\mu=0.41$ avec un écart type $sd = 0.19$ pour les argiles graveleuses.

2.2.1.3.4. q_c/p_l dans les sables:

Pour les sables, le nombre de valeurs est de 53 dans les projets disponibles, la variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) est représentée dans le graphique 2.15:



Graphique 2.15: Variation du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) pour les sables

D'après le graphique 2.15 que la moyenne du logarithme décimal du rapport (q_c/p_l) pour les sables est de $\mu = 0.47$ avec un écart type $sd = 0.12$.

2.2.2. Test d'ajustement de khi-carré dans le cas des corrélations (CPT / PMT):

Ce test d'ajustement se fait, comme il a été mentionné dans le chapitre 5 de la première partie, en suivant le processus d'utilisation suivant:

- on fixera d'abord un risque d'erreur α (de l'ordre de 10%, 5% ou 1% etc...).
- comme $\alpha = P[\text{rejeter } H_0 / H_0 \text{ est vraie}]$, on situera tout ce risque d'erreur à l'extrême droite de la surface située sous la courbe de χ_{k-1}^2 et on déterminera ainsi une borne b sur l'axe des valeurs possibles de la variable.

- on tirera un échantillon et on calculera la valeur particulière de la variable $\sum_1^n \frac{N_i^2}{np_i} - n$ (Valeur échantillonnale).

- si Cette valeur est $\leq b$, on conservera H_0 , par contre si elle est $> b$, on rejettera H_0 pour considérer que cet échantillon provient en réalité d'une population distribuée différemment que le modèle proposé par cette hypothèse.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats des tests d'ajustement qui ont été faits pour tous les types de sols et ceci pour les corrélations (E_m/q_c) et (q_c/p_l).

Tableau 2.4 : Résumées des tests d'ajustements pour les différents types de sol

Type de corrélation	Type de sol	rapport	μ	sd	Risque d'erreur α	Valeur échantillonnale	Borne D'acceptation b	obs
CPT/PMT	Argile	E_m/q_c	0.52	0.20	0.005	19.54	35.70	ok
CPT/PMT	Argile	q_c/p_l	0.54	0.15	0.05	24.29	27.60	ok
CPT/PMT	Argile carb	E_m/q_c	0.49	0.19	0.005	37.58	40.00	ok
CPT/PMT	Argile carb	q_c/p_l	0.56	0.14	0.005	30.51	31.3	ok
CPT/PMT	Argile graveleuse	E_m/q_c	0.61	0.27	0.05	4.02	7.815	ok
CPT/PMT	Argile graveleuse	q_c/p_l	0.41	0.19	0.05	12.83	5.991	Ne passe pas
CPT/PMT	sable	E_m/q_c	0.66	0.27	0.05	6.67	9.488	ok
CPT/PMT	sable	q_c/p_l	0.67	0.21	0.05	6.6	7.815	ok

D'après le tableau 2.4, on remarque que les tests d'ajustement de khi-carré sont positifs pour tous les types de sol disponibles dans notre base de données, et ce pour la corrélation (E_m/q_c) et la corrélation (q_c/p_l), sauf dans le cas de l'argile graveleuse, le test d'ajustement n'étant positif que pour la corrélation (E_m/q_c).

2.2.3. Calcul de la moyenne et de l'écart type de l'échantillon:

Pour les échantillons où les tests sont positifs, on peut calculer les moyennes et les écarts types des échantillons en fonction des moyennes et des écarts types des logarithmes. Donc soit μ et sd la moyenne et l'écart type des logarithmes, m et σ des la moyenne et l'écart type de la population, on a donc:

$$\mu = \log (m^2 / (m^2 + \sigma^2)^{0.5}) \quad (2.1)$$

$$sd^2 = \log(1 + \sigma^2 / m^2) \quad (2.2)$$

donc après le développement des formules (2.1) et (2.2), on aura:

$$m = 10^{\mu} (10^{sd^2}) \quad (2.3)$$

$$\sigma = m \cdot (10^{sd^2} - 1) \quad (2.4)$$

Donc d'après les formules (2.3) et (2.4), on peut calculer la moyenne m et l'écart type σ de la population, tous les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau 2.5: Résumé des calculs des moyennes m et des écarts types σ

Type de corrélation	Type de sol	rapport	μ	sd	m	σ
CPT/PMT	Argile	E_m/q_c	0.52	0.20	3.46	0.33
CPT/PMT	Argile	q_c/p_l	0.54	0.15	3.55	0.81
CPT/PMT	Argile carb	E_m/q_c	0.49	0.19	3.22	0.27
CPT/PMT	Argile carb	q_c/p_l	0.56	0.14	3.71	0.79
CPT/PMT	sable	E_m/q_c	0.66	0.27	4.97	0.87
CPT/PMT	sable	q_c/p_l	0.67	0.21	5.06	1.65

2.2.4. Comparaison avec les corrélations dans la littérature:

Dans les quelques références disponibles dans la littérature, on peut trouver des valeurs des rapports (E_m/q_c) et (q_c/p_l) publiées par des chercheurs dans d'autres pays, on peut citer à titre d'exemples : le professeur VAN WENBECKE (1969) a trouvé, suite à une étude de large étendue en Belgique, que le rapport (q_c/p_l) est de 3.5 pour les argiles [3] [21]. Par la suite, il a énoncé «la règle de 3-6-9», qui résume les valeurs du rapport (q_c/p_l) pour l'argile, le limon et le sable respectivement [9]. Dans d'autres sources on a trouvé que CASSAN a étudié environ 251 essais réalisés dans les argiles plastiques à peu plastiques de Chalon-sur-Saône et en déduit que le rapport (q_c/p_l) se situe entre 3 et 4 avec une valeur ajustée égale à 3.8 [3]. Dans d'autres ouvrages, BIVERT (1972) et NAZARET (1978) ont

trouvé que ce rapport varie entre 1.5 et 2.5 pour les argiles et entre 2.5 et 5 pour les sables limoneux ou argileux limoneux [10].

Dans le cas du rapport (E_m/q_c), VAN WENBECKE (1969) a trouvé dans les argiles normalement consolidées une valeur égale à 4.5 et pour les argiles surconsolidées [9].

Dans d'autres livres on a constaté que CASSAN a pu analyser 165 essais sur le site de Chalon-sur-Saône et en déduire que ce rapport est en moyenne de 2.6 [3].

Pour conclure, on peut dire que dans le cas de la corrélation (q_c/p_l) les valeurs trouvées sont proches de celles de la littérature notamment dans le cas des argiles où on a trouvé que ce rapport varie entre 3.55 et 3.71.

Pour les sables, les valeurs de ce rapport sont inférieures à celles de la littérature.

Pour la corrélation (E_m/q_c) les valeurs trouvées sont légèrement inférieures à celles de la littérature.

2.3. Etude de la corrélation pressiomètre / pénétromètre dynamique :

On se propose de présenter une étude de la corrélation pressiomètre/pénétromètre dynamique (PMT/DPT). Dans la première partie, on va étudier la corrélation entre le module pressiométrique E_m et la résistance en pointe dynamique q_d et dans la deuxième, la corrélation de la résistance en pointe dynamique q_d avec la pression limite pressiométrique p_l et cela pour des différents types de sol. Et enfin on va faire une comparaison entre nos résultats et ceux trouvés dans la littérature.

2.3.1. Corrélations pénétromètre dynamique/ pressiomètre (DPT / PMT):

Dans ce qui suit, on va étudier la variation des rapports (E_m/q_d) et (q_d/p_l) pour différents groupes de données (échantillons dans le langage des statisticiens) on les résumera à l'aide des valeurs caractéristiques (moyenne et écart type) et après il y a lieu de les comparer avec des valeurs trouvées dans la littérature, si cela est possible bien sûr.

2.3.1.1. Méthode d'analyse:

-De la même manière que pour le CPT / PMT, on collecte tout les donnée DPT et PMT des projets qui contiennent les deux types d'essais donc q_d pour le DPT et E_m, p_l pour le PMT.

-On calcule les rapports E_m/q_d et q_d / p_l avec des données d'emplacement proches les uns des autres,

-On trace les histogrammes des $\log(E_m/q_d)$ et $\log(q_c/p_l)$ et on calcule la moyenne et l'écart type (c'est-à-dire μ et sd des logarithmes) pour chaque groupe de données, pour cela, on

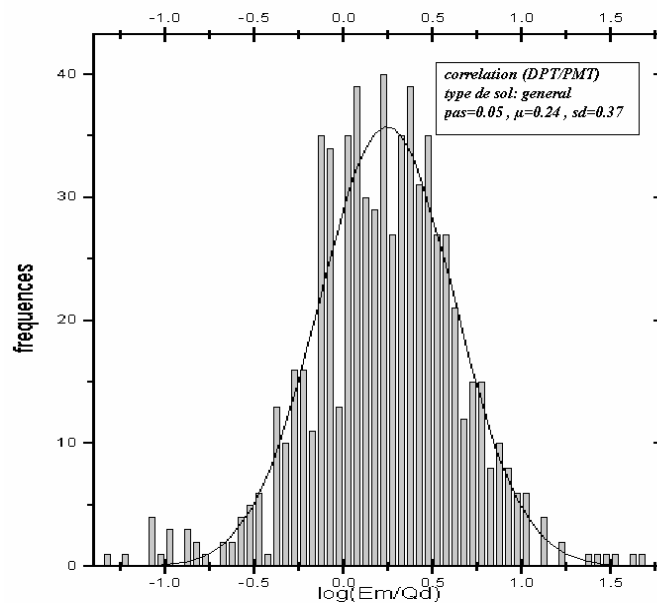
utilise un logiciel destiné au calcul statistique. Ces groupes sont classés en fonction de la nature du sol.

2.3.1.2. Corrélation entre module pressiométrique E_m et la résistance dynamique à la pointe q_d pour différents types de sols:

Comme on l'a mentionné précédemment, dans cette partie on va étudier la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les différents types de sol disponibles dans notre base de données, pour cela, dans la corrélation PMT / DPT nous avons quatre types de sol où les valeurs de ce rapport sont suffisantes, il s'agit des argiles en général, des argiles carbonatées, des argiles graveleuses et des argiles sableuses.

2.3.1.2.1. Corrélation entre module pressiométrique E_m et la résistance dynamique à la pointe q_d pour les argiles en général:

Pour les argiles en général, on a collecté 691 valeurs de (164) projets disponibles, la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est représentée dans le graphique 2.16:

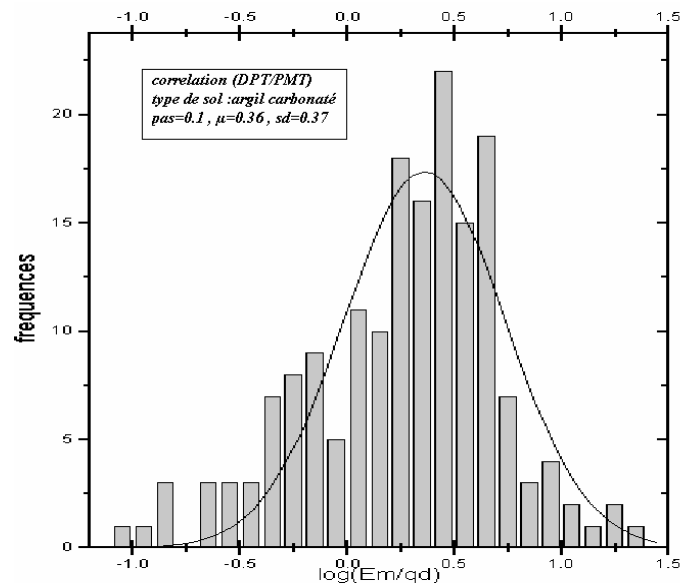


Graphique 2.16: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles en général

On remarque, d'après le graphique 2.16 que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est de $\mu = 0.24$ avec un écart type $sd = 0.37$ pour les argiles en général.

2.3.1.2.2. Corrélation entre module pressiométrique E_m et la résistance dynamique à la pointe q_d pour les argiles carbonatées:

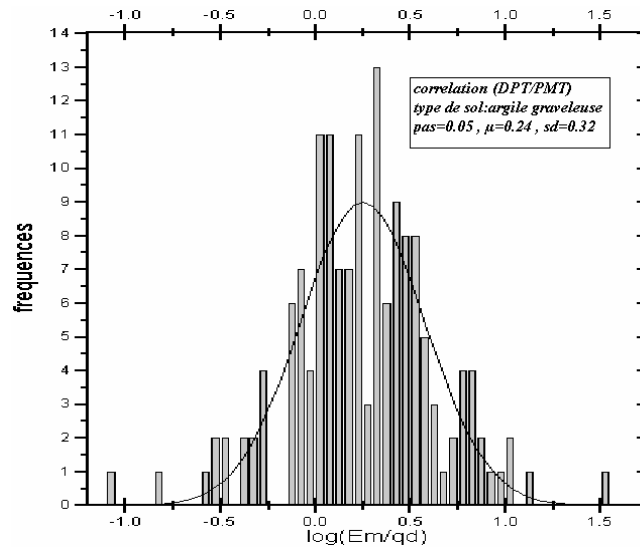
Dans le cas des argiles carbonatées, le nombre de valeurs collectées est de 174, la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est représentée dans le graphique 2.17 ou on remarque, que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est de $\mu = 0.36$ avec un écart type $sd = 0.37$ pour les argiles carbonatées.



Graphique 2.17: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles carbonatées

2.3.1.2.3. Corrélation entre module pressiométrique E_m et la résistance dynamique à la pointe q_d pour les argiles graveleuses:

Pour les argiles graveleuses, on a collecté 153 valeurs et la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est représentée dans le graphique 2.18:

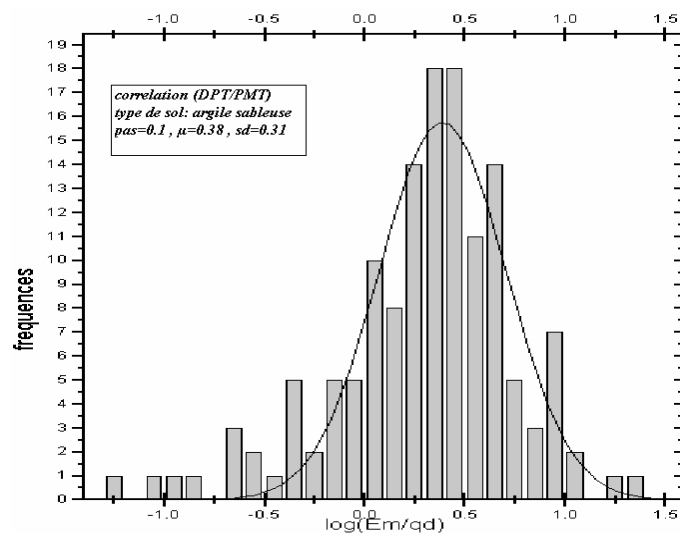


Graphique 2.18: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles graveleuses

On remarque, d'après le graphique 2.18 que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est de $\mu = 0.24$ avec un écart type $sd = 0.32$ pour les argiles graveleuses.

2.3.1.2.4. Corrélation entre module pressiométrique E_m et la résistances à la pointe dynamique q_d pour les argiles sableuses:

Pour les argiles sableuses on a collecté 140 points, la variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est représentée dans le graphique 2.19:



Graphique 2.19: Variation du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) pour les argiles sableuses

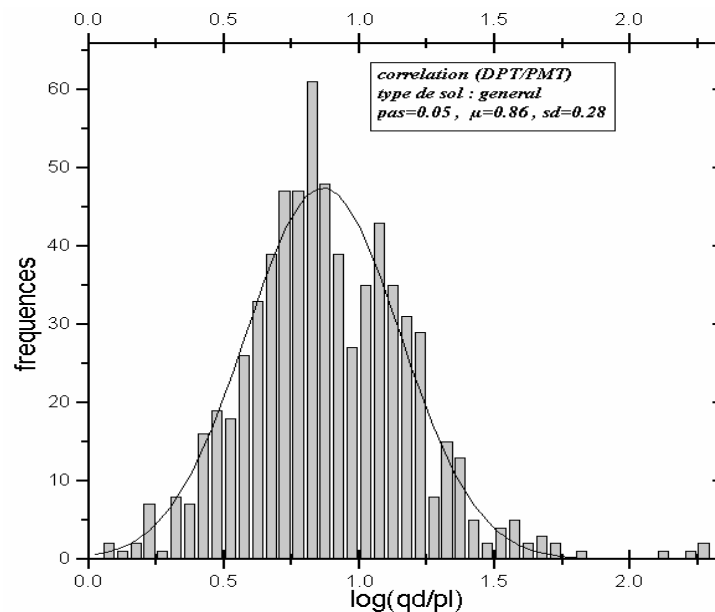
On remarque, d'après le graphique 2.19 que la moyenne du logarithme décimal du rapport (E_m/q_d) est de $\mu = 0.38$ avec un écart type $sd = 0.31$.

2.3.1.3. Corrélation entre résistance dynamique à la pointe q_d et la pression limite p_l pour différents types de sols:

Dans cette partie et toujours pour la corrélation PMT / CPT, on va étudier la variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) pour les argiles en général, argiles carbonatées, argiles graveleuses et argiles sableuses qui sont les différents types de sol disponibles, en nombre relativement suffisant, dans notre base de données.

2.3.1.3.1. Corrélation entre résistance dynamique à la pointe q_d et la pression limite p_l pour les argiles en général:

Le nombre de valeurs collectées est de 691, la variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) est représentée dans le graphique 2.20:

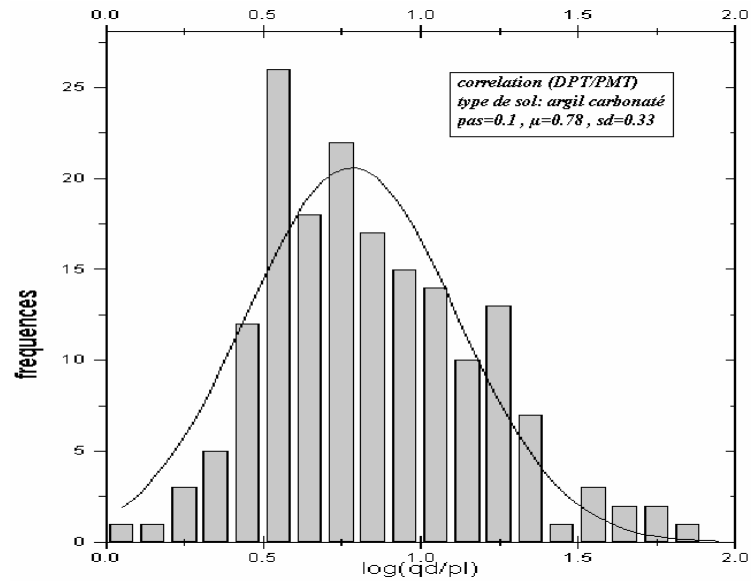


Graphique 2.20 : Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) pour les argiles en général

On remarque, d'après le graphique 2.20 que la moyenne du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) est de $\mu = 0.86$ avec un écart type $sd = 0.28$ pour les argiles en général.

2.3.1.3.2. Corrélation entre résistance dynamique à la pointe q_d et la pression limite p_l pour les argiles carbonatées:

Pour les argiles carbonatées on a collecté 174 valeurs, le graphique 2.21 représente la variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l):

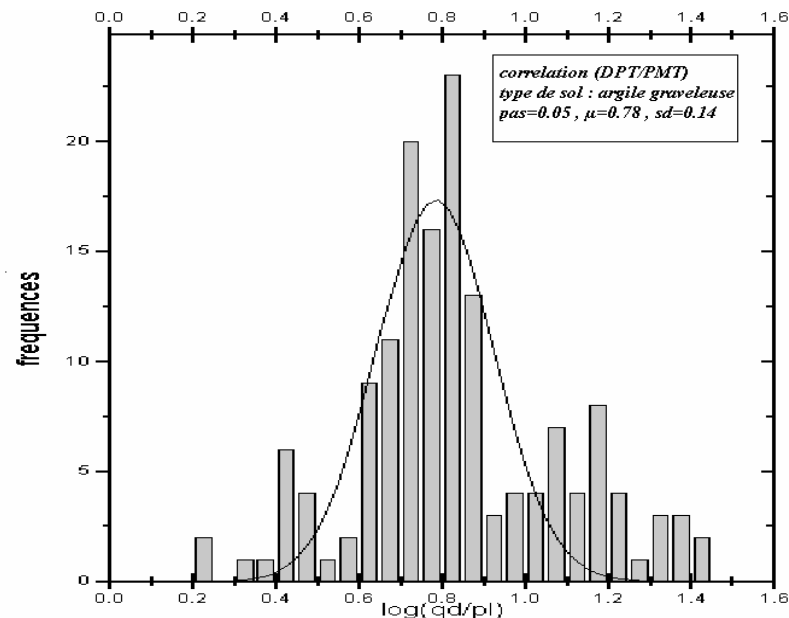


Graphique 2.21: Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) pour les argiles carbonatées

D'après le graphique 2.21 la moyenne est de $\mu = 0.78$ avec un écart type $sd = 0.33$ pour les argiles carbonatées.

2.3.1.3.3. Corrélation entre résistance dynamique à la pointe q_d et la pression limite p_l pour les argiles graveleuses:

Dans cette cas, le nombres des valeurs est de 153, le graphique 2.22 illustre la variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l):

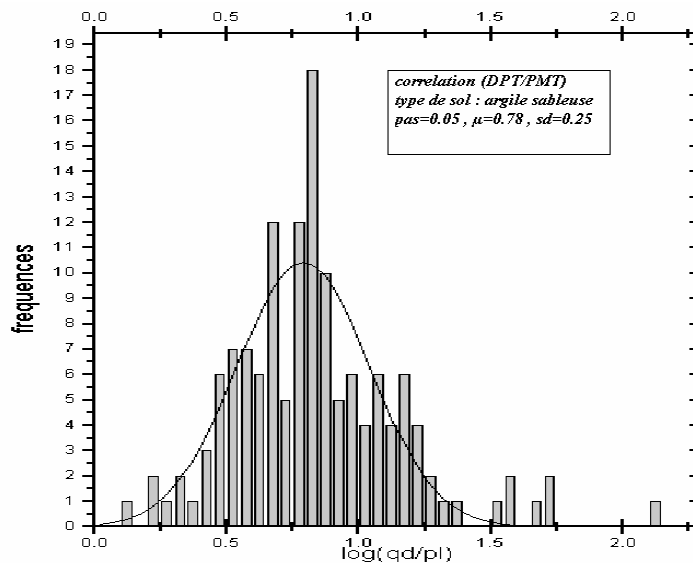


Graphique 2.22: Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) pour les argiles graveleuses

On remarque, d'après ce graphique que la moyenne du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) est de $\mu=0.78$ avec un écart type $sd = 0.14$.

2.3.1.3.4. Corrélation entre résistance dynamique à la pointe q_d et la pression limite p_l pour les argiles sableuses:

Pour les argiles sableuse on à collecté 140 valeurs, la variation du logarithme décimal du ce rapport est représentée dans le graphique 2.23 ou, la moyenne de ce rapport (q_d/p_l) est de $\mu = 0.78$ avec un écart type $sd = 0.25$.



Graphique 2.23: Variation du logarithme décimal du rapport (q_d/p_l) pour les argiles sableuses

2.3.2. Test d'ajustement de khi-carré dans le cas des corrélations (DPT / PMT):

De la même que dans le cas du (PMT/CPT), on fait ce test. Le tableau ci-après récapitule les résultats pour tous les types de sols et ceci pour les corrélations (E_m/q_d) et (q_d/p_l).

Tableau 2.6: Résumés des tests d'ajustements pour les différents types de sol

correl	Type de sol	rapport	m	Sd	Risque d'erreur α	Valeur échantillonnale	Borne D'acceptation b	obs
DPT/PMT	Argile	Em/qd	0.24	0.37	0.005	5032.2	53.7	Ne passe pas
DPT/PMT	Argile	qd/pl	0.86	0.28	0.005	49.98	51.0	ok
DPT/PMT	Argile carb	Em/qd	0.36	0.37	0.005	1771.32	37.2	Ne passe pas
DPT/PMT	Argile carb	qd/pl	0.78	0.33	0.005	27.93	31.30	ok
DPT/PMT	Argile graveleuse	Em/qd	0.24	0.32	0.005	1102.08	41.4	Ne passe pas
DPT/PMT	Argile graveleuse	qd/pl	0.78	0.14	0.005	15.76	19.7	ok
DPT/PMT	Argile Sableuse	Em/qd	0.38	0.31	0.005	6762.16	23.6	Ne passe pas
DPT/PMT	Argile sableuse	qd/pl	0.78	0.25	0.005	26.53	32.8	ok

Remarque:

On remarque que pour la corrélation (E_m, q_d), les tests d'ajustements de khi-carré, sont négatifs, on peut conclure qu'il n'existe aucune relation évidente entre ces deux paramètres car ce sont deux paramètres de nature différentes (résistance et déformabilité).

2.3.3. Calcul de la moyenne et de l'écart type de l'échantillon:

Pour les échantillons où les tests sont positifs, on peut calculer les moyennes et les écarts types des échantillons en fonction des moyennes et des écarts types des logarithmes. Donc soit μ et sd la moyenne et l'écart type des logarithmes, m et σ des la moyenne et l'écart type de la population, on a donc:

$$m=10^{\mu} (10^{sd^2}) \quad (2.3)$$

$$\sigma =m. (10^{sd^2} - 1) \quad (2.4)$$

D'après les formules (2.3) et (2.4), on peut calculer la moyenne m et l'écart type σ de la population, tous les résultats des calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau 2.7 : Résumé des calculs des moyennes m et des écarts types σ

Type de corrélation	Type de sol	rapport	m	sd	m	σ
DPT/PMT	Argile en gene	q_d/p_l	0.86	0.28	7.92	3.52
DPT/PMT	Argile carb	q_d/p_l	0.78	0.33	6.83	3.64
DPT/PMT	Argile graveleuse	q_d/p_l	0.78	0.14	6.16	1.32
DPT/PMT	Argile sableuse	q_d/p_l	0.78	0.25	6.47	2.54

2.3.4. Comparaison avec la corrélation trouvée dans la littérature:

Au cours des essais menés par CASSAN sur des argiles au dessus de la nappe phréatique, avec le DPT de Fonda sol il a constaté que le rapport q_d/p_l est de 3 [3].

Les essais réalisés par le LCPC avec le pénétromètre dynamique SERMES avec injection de Bentonite ont donné selon WASHKOVSKI (1983) les valeurs suivantes [4] et [10]:

- 1.4 à 2.5 pour les argiles, limons et vases normalement consolidés, ainsi que les sables lâches ou moyennement denses,
- 3 à 5 pour les argiles et limons surconsolidés
- 5 à 7 pour les sables et graviers denses
- 7 à 10 pour les sables et graviers très denses

Donc on remarque d'après notre étude de la base de données locale, que les valeurs ajustées des rapports (q_d/p_l) pour les argiles varient entre 6 et 8 ce qui est supérieur aux valeurs de la littérature.

Dans le cas du rapport (E_m/q_d), nous n'avons pas trouvé une relation évidente ce qui est dû probablement à la nature différente des deux paramètres (résistance et déformabilité).

2.4. Etude de la corrélation PMT / essai de laboratoire :

On se propose maintenant de présenter une étude de corrélation entre l'essai préssiométrique (PMT) et quelques essais de laboratoire en utilisant les données disponibles dans la base de données.

Dans une première partie de on va étudier la corrélation entre le rapport (c_u/p_l) qui relie la cohésion non drainée c_u et la pression limite p_l des argiles peu plastiques à très plastiques.

2.4.1. Corrélation entre la cohésion non drainée c_u et la pression limite p_l :

Comme il a été déjà mentionné, on va étudier la variation du rapport (c_u/p_l). Dans cette étude on collecte les points où les paramètres p_l et c_u sont connus pour un échantillon donné.

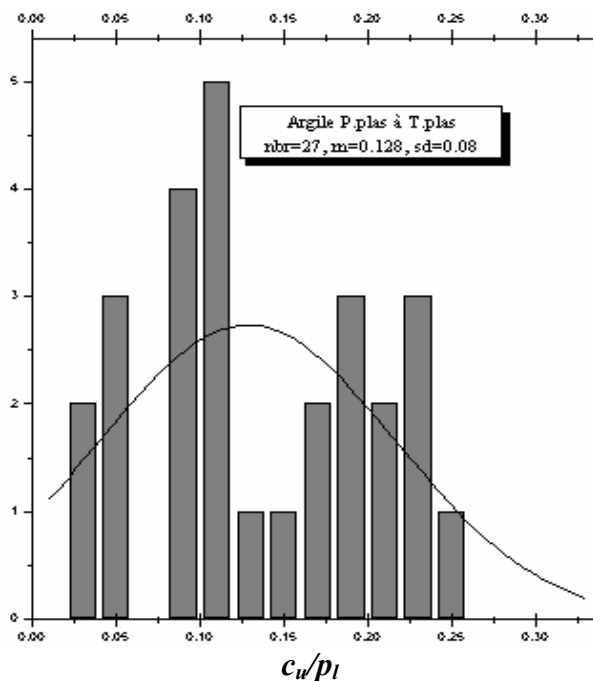
Pour la cohésion non drainée c_u dans la majorité des cas, on a déterminé ce paramètre soit à partir des caractéristiques mécaniques drainées α_{cu} , β_{cu} déduites de l'essai consolidé non drainé (cu) et σ_c à partir de l'essai oedométrique à l'aide de la formule suivante [12]:

$$c_u = \alpha_{cu} + \sigma_c \cdot \text{tg } \beta_{cu} \quad (2.5)$$

Où σ_c est la contrainte de consolidation; soit à partir de la résistance à la compression R_c :

$$R_c = 2 \cdot c_u \quad (2.6)$$

Les sols étudiés sont des argiles peu plastiques (A_p) à très plastiques (A_t), selon la classification du L.C.P.C. Le graphique 2.24 illustre la variation du rapport (c_u/p_l):



Graphique 2.24: Variation du rapport (c_u/p_l) pour les argiles peu plastiques à très plastiques

2.4.1.1. Test d'ajustement de khi-carré pour la corrélation (c_u/p_l):

Le tableau ci-dessous récapitule le résultat du test d'ajustement pour la corrélation entre c_u et p_l pour les argiles peu plastiques à très plastiques:

Tableau 2.8: Test d'ajustements pour le rapport (c_u/p_l)

Type de corrélation	Type de sol	rapport	m	sd	Risque d'erreur α	Valeur échantillonnale	Borne D'acceptation b	obs
PMT/ Essai de laboratoire	Argile p.plas à T.plas	c_u/p_l	0.128	0.08	0.005	15.96	16.7	ok

D'après le tableau 2.8, on remarque que le test d'ajustement est positif pour cette corrélation, donc on peut conclure que cette échantillon représente bien la population.

2.4.1.2. Comparaison avec les corrélations trouvées dans la littérature:

Dans les ouvrages disponibles, on constate que quelques auteurs ont étudié le rapport (p_l/c_u) et ils ont trouvé une valeur ajustée égale à 5.5 pour les argiles, donc pour le cas de (c_u/p_l) on obtient une valeur de $1/5.5=0.18$ [3].

Donc l'ordre de grandeur de la valeur ajustée du rapport (c_u/p_l) pour notre étude est proche de celui constaté dans la littérature.

2.5. Etude de la corrélation CPT / essai de laboratoire :

Dans cette partie on va présenter une étude de corrélation entre l'essai de pénétration statique (CPT) et quelques essais de laboratoire, où on va étudier la corrélation entre la résistance en pointe statique q_c , la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale σ_{v0} dans le cas des argiles peu plastiques à très plastiques. Enfin cette étude nous permettra de déterminer, à partir de l'analyse statistique, le facteur de cône N_k .

2.5.1. Corrélation entre la résistance en pointe statique q_c , la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale σ_{v0} :

Dans ce qui suit, on va étudier la variation du facteur de cône N_k défini dans la littérature par la formule suivante:

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{c_u} \quad (2.7)$$

L'étude est menée sur une base de données de 18 projets. Dans ces projets, on collecte tous les points où les paramètres q_c , c_u et σ_{v0} sont connus simultanément pour un échantillon

donné. La cohésion non drainée c_u dans la majorité des rapports est déterminée à l'aide des formules (2.5) et (2.6). Les sols étudiés sont des argiles peu plastiques à très plastiques.

Théoriquement, la résistance en pointe q_c est donnée par la relation suivante [13]:

$$q_c = c_u \cdot N_k + \sigma_{v0} \quad (2.8)$$

Où σ_{v0} est la pression (contrainte) totale verticale des terres au repos (soit $\gamma \cdot z$) et N_k est le facteur de cône, il s'agit d'un coefficient sans dimension dont la connaissance permet déduire la cohésion non drainée c_u pour les argiles.

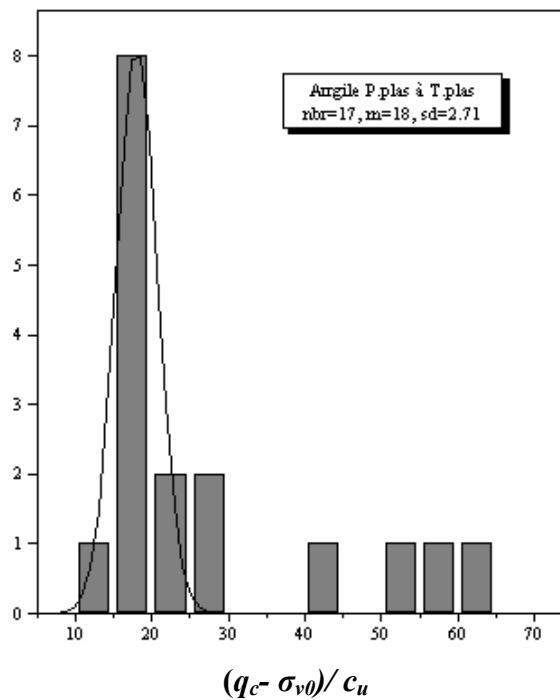
Le graphique 2.25 illustre l'histogramme de N_k pour les argiles peu plastiques à très plastiques.

2.5.2. Test d'ajustement de khi-carré pour la corrélation $(q_c - \sigma_{v0})/c_u$:

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats du test d'ajustement pour les résultats de la corrélation entre q_c , c_u et σ_{v0} pour les argiles peu plastiques à très plastiques:

Tableau 2.9: Test d'ajustements pour le rapport $(q_c - \sigma_{v0})/c_u$

Type de corrélation	Type de sol	rapport	M	sd	Risque d'erreur α	Valeur échantillonnale	Borne D'acceptation b	obs
CPT/Essai de labo	Argile p.plas à T.plas	$(q_c - \sigma_{v0})/c_u$	18	2.71	0.05	-3.3	3.84	ok



Graphique 2.25: Variation du facteur de cône N_k pour les argiles peu plastiques à très plastiques

2.5.3. Valeurs de N_k dans la littérature:

AMAR et J.JEZEQUEL ont montré que pour des cohésions inférieures à 50 kPa, le facteur $N_k=12$.

Dans d'autres études ces deux auteurs ont remarqué, lors d'une étude menée sur 9 sites différents, que ce facteur varie entre 3.5 et 55 [13].

Différents laboratoires et organismes de recherche ont suggéré des valeurs à N_k suite à l'analyse d'une base de données contenant un nombre considérable de cas. Le tableau 2.10 récapitule les différentes valeurs recommandées pour ce paramètre. Dans le cas où on indiquera le pays ceci veut que l'étude a été portée sur un grand nombre de sites.

Tableau 2.10: Valeurs du facteur de cône N_k [6]

Auteur	Site	Plage de N_k	Valeur recommandée	Remarques
BALIGH (1975)		14-18		N_k Théorique
BEGEMANN (1963)			13.4	N_k Théorique
L'HERMINIER			11	N_k Théorique
SKEMPTON			10	N_k Théorique
MEYERHOF			9	N_k Théorique
CAQUOT-KERISEL			7	N_k Théorique
DE RUITER (1982)		10-15 15-20		Argile norm-consol Argile surconsol
BARAKAT ET AL	Egypte		10	Argile norm-consol
MTYNAREK ET AL		20-24		Argile surconsol
SANGLERAT (1965)	Annecy	10-20	15	Argile molle
AMAR ET AL (1972)	France France		12 30	Argile $c_u < 50$ kPa Argile $c_u > 600$ kPa
THOM ET AL (1995)	Australie	12-15		
NUYENS ET AL (1995)			15	
ROCHA ET AL (1995)	Brésil	10.5-15.5	14	Argile molle
DENVER (1995)	Danemark		10	
OLSEN (1995)	Etats Unis	9-13 14-17		Argile norm-consol Argile surconsol

On peut constater que le facteur de cône est un paramètre très connu, la valeur de ce facteur trouvée dans notre étude est proche de celle contenue dans la littérature.

2.6. Etude de la corrélation DPT / essai de laboratoire :

On ce propose de présenter la corrélation entre l'essai de pénétration dynamique (DPT) et quelques essais de laboratoire en utilisant les données de la base de données.

On déterminera, à partir de l'analyse statistique, le facteur N_k^d qui est une corrélation entre trois paramètres: la résistance en pointe dynamique q_d , la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale σ_{v0} , pour les argiles peu plastiques à très plastiques.

2.6.1. Corrélation entre la résistance en pointe dynamique q_d , la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale σ_{v0} :

Le facteur de cône N_k^d est défini dans la littérature par la formule suivante:

$$N_k^d = \frac{q_d - \sigma_{v0}}{c_u} \quad (2.9)$$

C'est une corrélation entre les paramètres q_d , c_u et σ_{v0} . Cette étude est menée sur une base de données sélectionnée de (89) projets. On collecte les points (c'est-à-dire les paramètres q_d , c_u et σ_{v0}) où les degré de saturation $S_r \leq 90\%$, parce qu'il est déconseillé d'utiliser les valeurs de q_d dans le cas des argiles saturées car le pénétromètre dynamique nous donne des valeurs supérieures aux valeurs réelles, à cause de l'absorption de l'énergie du battage par l'eau interstitielle.

Les sols étudiés sont des argiles peu plastiques à très plastiques, selon la classification du L.C.P.C.

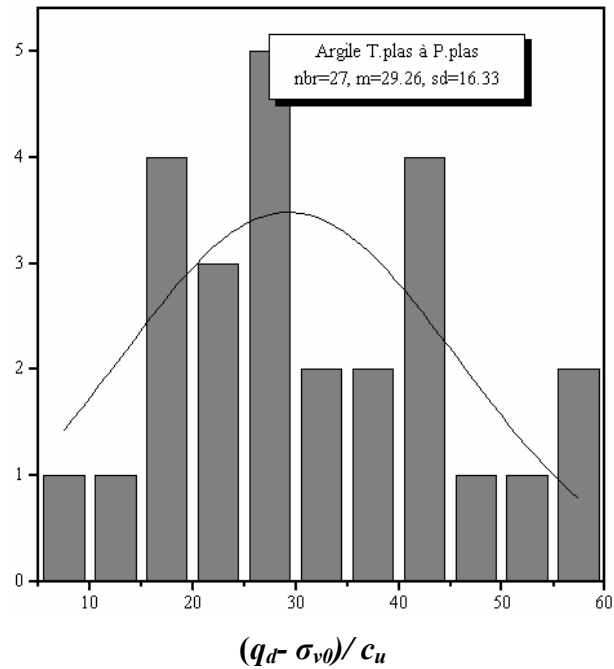
Le graphique 2.26 illustre l'histogramme de N_k^d pour ces types de sol:

2.6.2. Test d'ajustement de khi-carré pour la corrélation $((q_d - \sigma_{v0})/c_u)$:

Le tableau ci-dessous récapitule le résultat du test d'ajustement pour les résultats de la corrélation entre q_d , c_u et σ_{v0} pour les argiles peu plastiques à très plastiques:

Tableau 2.11: Test d'ajustements pour le rapport $((q_d - \sigma_{v0})/c_u)$

Type de corrélation	Type de sol	rapport	m	σ	Risque d'erreur α	Valeur échantillonnale	Borne D'acceptation b	obs
DPT/Essai de labo	Argile p.plas à T.plas	$(q_d - \sigma_{v0})/c_u$	29.26	16.33	0.05	7.67	9.49	ok



Graphique 2.26: Variation du facteur N_k^d pour les argiles peu plastiques à très plastiques

2.6.3. Valeurs de N_k^d dans la littérature:

Dans la littérature nous n'avons pas trouvé des études élaborées dans ce sens, ceci est dû à la nature des résultats donnés par le pénétromètre dynamique, notamment dans le cas des argiles saturées.

Comme conclusion on peut dire que le facteur N_k^d est moins connu que le facteur de cône N_k dans le cas du pénétromètre statique, et on remarque bien que sa valeur est nettement supérieure. Ce facteur nous permet d'estimer la cohésion non drainée c_u en utilisant les résultats de l'essai de pénétration dynamique, ce qui est utile dans un calcul préliminaire de la capacité portante.

2.7. Etude de la corrélation entre les essais de laboratoire :

Maintenant, on va étudier les corrélations entre quelques essais de laboratoires. On a deux types de corrélations: la corrélation entre la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale σ_{v0} , où on va étudier la variation du rapports (c_u/σ_{v0}), et la corrélation de c_u avec la contrainte de consolidation σ_c , où on va étudier la variation du rapport (c_u/σ_c), dans le cas des argiles peu plastiques à très plastiques.

2.7.1. Corrélation entre la cohésion apparente c_u et la contrainte consolidation σ_c :

Dans une première partie, on va étudier la variation du rapport (c_u/σ_c), cette étude est menée sur une base de données sélectionnée de 62 projets, dans lesquels, on collecte les points où les paramètres c_u et σ_c sont connus pour un échantillon donné.

On détermine la cohésion apparente c_u , dans la majorité des projets par les formules (2.5) et (2.6) où les paramètres α_{cu} , β_{cu} , σ_c et R_c sont connus.

Les sols étudiés sont des argiles peu plastiques à très plastiques, selon la classification du L.C.P.C.

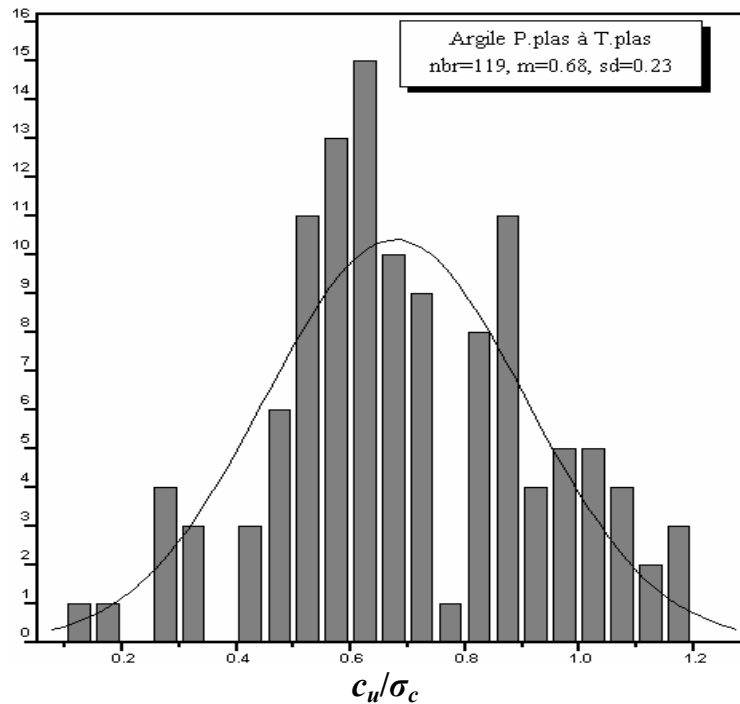
Le graphique 2.27 illustre la variation du rapport (c_u/σ_c).

2.7.1.1. Test d'ajustement de khi-carré pour la corrélation (c_u/σ_c) :

Le tableau ci-dessous récapitule le résultat du test d'ajustement des résultats de la corrélation entre c_u et σ_c pour les argiles peu plastiques à très plastiques:

Tableau 2.12: Test d'ajustements pour le rapport (c_u/σ_c)

Type de corrélation	Type de sol	rapport	m	σ	Risque d'erreur α	Valeur échantillonnale	Borne D'acceptation b	obs
Essai de laboratoire	Argile p.plas à T.plas	c_u/σ_c	0.71	0.39	0.005	26.47	29.587	ok



Graphique 2.27: Variation du rapport c_u/σ_c pour les argiles peu plastiques à très plastiques

2.7.1.2. Valeurs de c_u/σ_c dans la littérature:

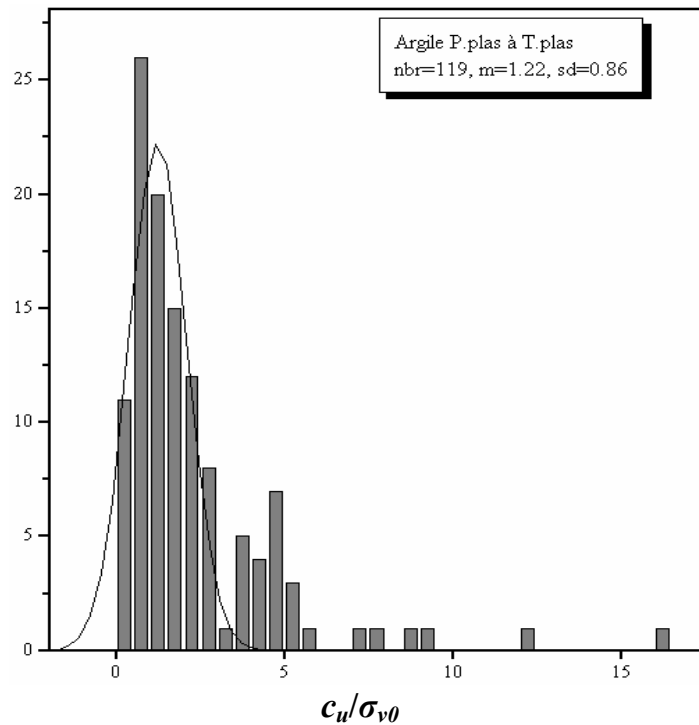
LADD et AL ont observé que ce rapport varie entre: $0.08 \leq c_u/\sigma_c \leq 0.25$ (2.10)

Dans d'autres études, JAMIOLKOWSKI a remarqué que ce rapport varie entre 0.25 et 0.55 [3]. A l'université de Cambridge une étude a été menée sur plusieurs sites argileux, et on a trouvé que ce rapport varie entre 0.43 et 1.42 [3]

2.7.2. Corrélation entre la cohésion apparente c_u et la contrainte totale σ_{v0} :

Dans la deuxième partie de ce chapitre, on va étudier la variation du rapport (c_u/σ_{v0}), cette étude est menée sur une base de données sélectionnée de 62 projets. On détermine la cohésion apparente c_u , dans la majorité des projets par les formules (2.5) et (2.6).

Les sols étudiés sont, selon la classification du L.C.P.C, des argiles peu plastiques à très plastiques. Le graphique 2.28 illustre la variation du rapport (c_u/σ_{v0}).



Graphique 2.28: Variation du rapport c_u/σ_{v0} pour les argiles peu plastiques à très plastiques

2.7.2.2. Test d'ajustement de khi-carré pour la corrélation (c_u/σ_{v0}) :

Le tableau ci-dessous récapitule le résultat du test d'ajustement pour les résultats de la corrélation entre c_u et σ_{v0} pour les argiles peu plastiques à très plastiques:

Tableau 2.13: Test d'ajustements pour le rapport (c_u/σ_{v0})

Type de corrélation	Type de sol	rapport	m	σ	Risque d'erreur α	Valeur échantillonnale	Borne D'acceptation b	obs
Essai de laboratoire	Argile p.plas à T.plas	c_u/σ_{v0}	1.22	0.86	0.005	25.47	24.587	Ne passe pas

D'après le tableau 2.13, la valeur échantillonnale est légèrement supérieure à la borne d'acceptation mais on peut dire que c'est acceptable du fait que la différence entre ces deux grandeurs (valeur échantillonnale et la borne d'acceptation) est mineure.

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont observé une relation entre le rapport c_u/σ_{v0} et le rapport de surconsolidation OCR [3], [17] et [14](voir aussi [23]).

MAYNE (1985) à observé, lors d'une étude menée sur des argiles de 42 sites, que [3]:

$$0.25OCR^{0.7} \leq c_u/\sigma_{v0} \leq 0.55OCR^{0.7} \quad (2.11)$$

JAMIOLKOWSKI et AL ont recommandé l'expression suivante [3]:

$$c_u/\sigma_{v0} = (0.23 \pm 0.04)OCR^{0.8} \quad (2.12)$$

Donc comme conclusion on peut dire que pour le rapport c_u/σ_c , on remarque que les valeurs que nous avons trouvées sont proches de celles trouvées dans la littérature.

On a constaté aussi qu'il existe une relation entre la cohésion non drainée c_u et la contrainte totale pour les sol fin σ_{v0} .

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons vu des différents types de corrélations. Pour la corrélation PMT/CPT étudié dans le deuxième paragraphe, nous avons constaté qu'il existe une relation entre la résistance en pointe statique q_c et la pression limite p_l et le module pressiométrique E_m respectivement pour les argiles et les sables sauf pour le cas d'argile graveleuse pour la corrélation E_m/q_c .

Dans le troisième paragraphe, nous avons trouvé une relation entre la résistance en pointe statique q_d et la pression limite p_l dans le cadre de la corrélation PMT/DPT, mais pour le cas du rapport E_m/q_d nous avons constaté que les écarts type été très élevé parfois même supérieur à la moyenne pour tout les types de sol étudié.

Pour le reste des paragraphes étudiés dans ce chapitre où nous avons corréler entre des paramètres obtenue à partir des essais in-situ notamment le PMT, CPT et le DPT avec quelque paramètres obtenus à partir des essais de laboratoire, nous avons obtenu des résultats intéressants surtout dans le cinquième paragraphe ou nous avons étudié le facteur de cône défini dans la littérature.

CHAPITRE 3

ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Introduction :

Comme il a été mentionné dans le chapitre 1, il existe deux types de méthodes de calcul de la capacité portante :

Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes $c-\varphi$).

Les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite p_l du pressiomètre de Ménard, ou à partir de la résistance en pointe dynamique ou statique (q_d ou q_c).

Dans ce qui suit, on se propose de suggérer des méthodes d'estimation de la capacité portante à partir des essais CPT ou DPT c'est-à-dire à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT, ou à partir de la résistance de pointe dynamique q_d du pénétromètre dynamique DPT, en utilisant les corrélations (q_c / p_l) et les corrélations (q_d / p_l) étudiées dans la partie précédente.

Du point de vue pratique, il est très rare que ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisants sur un même site pour l'on puisse bien juger et caractériser l'ensemble du massif de sol.

Ce chapitre se compose de trois paragraphes, dans le premier et le deuxième on va proposer une méthode pénéto-statique et une méthode pénéto-dynamique pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielle à partir des données locales.

Le troisième paragraphe se propose de faire une étude comparative de ces méthodes locales avec les méthodes courantes de calcul de la capacité portante et on présentera, enfin, une conclusion.

3.1. Proposition d'une méthode pénétro-statique locale :

On va proposer une méthode pénétro-statique locale pour le calcul de la capacité portante, en utilisant les résultats du corrélation (PMT/CPT) on va déterminera le facteur de portance pénétrométrique statique pour différents types de sol (argiles ou sable) dans le cas des semelles carrée et les semelles filantes.

3.1.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard:

La capacité portante sous une charge verticale centrée est donnée par la formule (1.14) (voir chapitre 1):

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

Avec q_l capacité portante,
 q_0 contrainte verticale initiale au niveau de la base de la fondation,
 p_{le}^* pression limite nette équivalente,
 k_p facteur de portance pressiométrique donné par le règlement.

La pression limite nette équivalente p_{le}^* par la formule (1.16) (voir chapitre 1):

$$p_{le}^* = (p_{l1}^* p_{l2}^* \dots \dots p_{ln}^*)^{1/n}$$

$p_{l1}^*, p_{l2}^*, \dots \dots p_{ln}^*$ étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $(D + 1,5 B)$

Avec D : la fiche de la fondation,
 B : la largeur de cette fondation.

3.1.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai CPT:

La capacité portante des fondations superficielles peut être estimée à partir des résultats des essais de pénétration statique en utilisant la formule (1.17) (voir chapitre 1):

$$q_l = q_0 + k_c q_{ce}$$

Avec q_l contrainte de rupture.
 q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation,
 q_{ce} résistance de pointe équivalente nette,
 k_c facteur de portance pénétrométrique.

Où q_{ce} est la résistance en pointe équivalente égale à la moyenne des valeurs nette de q_c se trouvant dans une zone d'épaisseur de $3B/2$ sous la base de la fondation. La résistance nette se calcule comme suit [1]:

- calcul de la moyenne des résistances en pointe mesurées, soit q_{cm} ,
- si q_c est supérieure à $1.3 q_{cm}$, elle sera écrêtée à $1.3 q_{cm}$,
- q_{ce} est la moyenne des valeurs de q_c corrigées.

3.1.3. Calcul du facteur de portance pénétrométrique:

Par la méthode pressiométrique, la capacité portante se calcule comme suit:

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

On peut écrire cette formule de la manière suivante :

$$q_l = q_0 + k_p \frac{q_{ce}}{\lambda} \quad (3.1)$$

Avec $\lambda = m =$ la valeur ajustée de la moyenne du rapport (q_c/p_l) pour un sol donné.

Donc on peut poser:

$$k_c = k_p / \lambda \quad (3.2)$$

Ce qui permet de définir les valeurs de k_c pour tous les types de sol où les valeurs des corrélations locales sont disponibles, et ceci pour les semelles carrées et les semelles filantes.

3.1.3.1. Détermination du facteur de portance pénétrométrique k_c pour les semelles filantes:

a) Facteur k_c pour les argiles :

D'après le tableau 2.5 (voir le chapitre 2), dans le cas des argiles en général, on a déduit une valeur moyenne du rapport (q_c/p_l):

$$m = \lambda = 3.55 \quad \text{avec un écart type } \sigma = 0.81$$

Ce qui mène à l'aide de formule (3.2), à calculer k_c :

$$k_c = k_p / \lambda$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.1: Valeurs de k_c pour les argiles

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.0
k_c	0.225	0.231	0.236	0.242	0.247	0.253	0.256	0.259	0.262	0.264	0.267	0.270	0.273	0.276	0.278	0.281

b) Facteur k_c pour les argiles carbonatées:

Pour les argiles carbonatées, on a déduit une valeur moyenne du rapport (q_c/p_l):

$$m = \lambda = 3.71 \quad \text{avec un écart type } \sigma = 0.79$$

Le calcul de k_c est résumé dans le tableau 3.2:

Tableau 3.2: Valeurs de k_c pour les argiles carbonatées

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.0
k_c	0.215	0.221	0.226	0.231	0.237	0.242	0.245	0.248	0.250	0.253	0.256	0.258	0.261	0.264	0.266	0.269

c) Facteur k_c pour les sables:

Dans le cas des sables, on a déduit que: $m = \lambda = 5.06$ avec un écart type $\sigma = 1.65$.

Les résultats de calcul de k_c sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.3 : Valeurs de k_c pour les sables

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.84	0.88	0.92	0.96	1.0	1.02	1.045	1.065	1.08	1.095	1.115	1.13	1.145	1.146	1.147
k_c	0.158	0.166	0.174	0.181	0.189	0.197	0.201	0.206	0.210	0.213	0.216	0.220	0.223	0.226	0.226	0.226

Il faut noter que les valeurs du facteur de portance pressiométrique présentées dans les tableaux, sont celles préconisées par le DTU 13-12 [4]

3.1.3.2. Détermination du facteur de portance pénétrométrique pour les semelles carrées:

a) Facteur k_c pour les argiles:

Pour les argiles en général: $m = \lambda = 3.55$ avec un écart type $\sigma = 0.81$, c'est-à-dire la même valeur utilisée dans la cas des semelles filantes mais on change les valeurs de k_p , ce qui mène à calculer k_c à l'aide de formule 3.2.

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.4 : Valeurs de k_c pour les argiles

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	0.99	1.015	1.03	1.04	1.06	1.08	1.09	1.1	1.11
k_c	0.225	0.231	0.236	0.242	0.247	0.253	0.256	0.259	0.262	0.264	0.267	0.270	0.273	0.276	0.278	0.281

De la même manière, on calcul k_c pour les autres types de sol.

b) Facteur k_c pour les argiles carbonatées :

$m = \lambda = 3.71$ et $\sigma = 0.79$, les résultats du calcul sont résumés dans le tableau 3.5

Tableau 3.5: Valeurs de k_c pour les argiles carbonatées

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	0.99	1.015	1.03	1.04	1.06	1.08	1.09	1.1	1.11
k_c	0.215	0.221	0.226	0.231	0.237	0.242	0.245	0.248	0.250	0.253	0.256	0.258	0.261	0.264	0.266	0.269

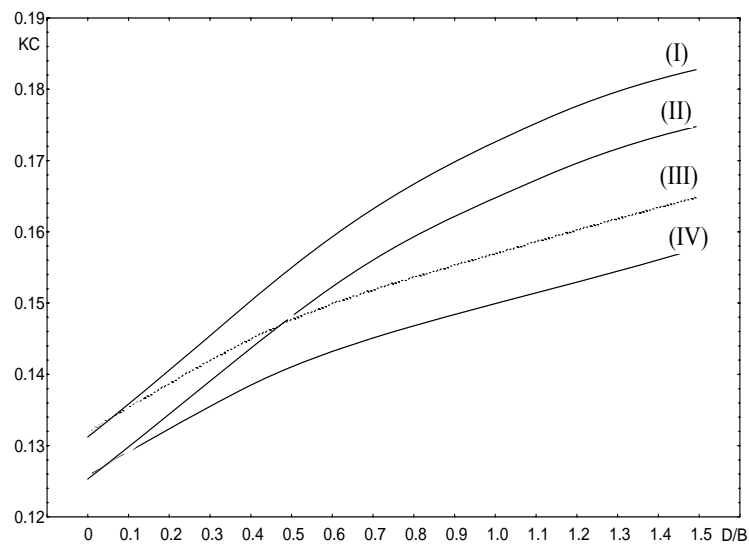
c) Facteur k_c pour les sables:

$m = \lambda = 5.06$ avec un écart type $\sigma = 1.65$.

Tableau 3.6: Valeurs de k_c pour les sables

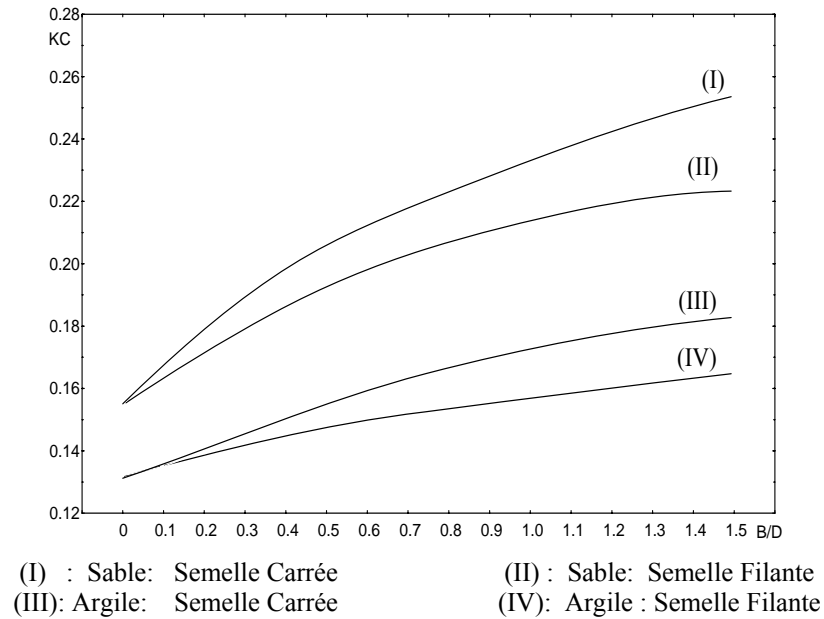
D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.86	0.92	0.98	1.03	1.07	1.09	1.12	1.15	1.17	1.20	1.22	1.25	1.27	1.29	1.31
k_c	0.158	0.167	0.181	0.193	0.203	0.211	0.215	0.221	0.227	0.231	0.237	0.241	0.247	0.251	0.255	0.258

On remarque qu'il y a une légère différence entre les valeurs du facteur de portance pénétrométrique des argiles en général et les argiles carbonatées (voir le graphique 3.1). Par contre, la différence dans les valeurs du facteur de portance pénétrométrique des argiles et des sables est non négligeable.



- (I) : Argile en général: Semelle Carrée (II): Argile carbonatée: Semelle Carrée
 (III): Argile en général: Semelle Filante (IV): Argile carbonatée: Semelle Filante

Graphique 3.1: Variation du facteur de portance pénétrométrique k_c en fonction de la profondeur pour les argiles



Graphique 3.2: Variation du facteur de portance pénétrométrique k_c en fonction de la profondeur pour les argiles et les sables

Donc on a montré qu'on peut exploiter les corrélations entre l'essai pressiométrique et pénétrométrique statique pour le calcul de la capacité portante.

Ce domaine nous donne des perspectives intéressantes pour l'étude de la capacité portante des fondations superficielles.

3.2. Proposition d'une méthode pénétro-dynamique locale :

Dans cette partie, et comme dans la partie 3.1, on va proposer une méthode de calcul de la capacité portante en utilisant cette fois les résultats de la corrélation (PMT/DPT).

On détermine le facteur de portance pénétrométrique dynamique k_d pour les différents types d'argiles, dans le cas des semelles carrées et des semelles filantes.

3.2.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai DPT:

Comme il a été mentionné précédemment, la capacité portante des fondations superficielles peut être estimée à partir des résultats des essais de pénétration dynamique en utilisant la formule (1.14) (voir le chapitre 1):

$$q_l = q_0 + k_d q_{de}$$

Avec q_l contrainte de rupture.

q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation,

q_{de} résistance de pointe équivalente,

k_d facteur de portance pénétrométrique dynamique.

La résistance de pointe dynamique équivalente q_{de} est calculée sur une zone épaisse de $3.B/2$ par rapport à la base de la fondation.

3.2.2. Calcul du facteur de portance pénétrométrique:

La capacité portante se calcule d'après la méthode pressiométrique par la formule (1.14) comme suit:

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

On peut écrire cette formule de la manière suivante :

$$q_l = q_0 + k_p \frac{q_{de}}{\eta} \quad (3.3)$$

Avec $\eta = m =$ la valeur ajustée de la moyenne du rapport (q_d/p_l) pour un sol donné.

On peut poser:

$$k_d = k_p / \eta \quad (3.4)$$

Ce qui permet de définir les valeurs de k_d pour tous les types de sol où les valeurs des données locales sont disponibles, et ceci pour les semelles carrées et pour les semelles filantes.

3.2.2.1. Calcul du facteur de portance pénétrométrique k_d pour les semelle filantes:

a) Facteur k_d pour les argiles :

D'après le tableau 2.7 (voir le chapitre 2), la valeur moyenne du rapport (q_d/p_l) pour les argiles en général est: $m = \eta = 7.92$ avec un écart type $\sigma = 3.52$.

Ce qui mène à calculer k_d à l'aide de la formule (3.4):

$$k_d = k_p / \eta$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.7 : Valeurs de k_d pour les argiles

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	0.99	1.015	1.03	1.04	1.06	1.08	1.09	1.1	1.11
k_d	0.101	0.103	0.107	0.111	0.114	0.118	0.122	0.125	0.128	0.13	0.131	0.133	0.136	0.137	0.138	0.14

Pour les autres types d'argiles, on peut déterminer le facteur de portance k_d , de la même façon.

b) Facteur de k_d pour les argiles carbonatées:

$m = \eta = 6.83$ avec un écart type $\sigma = 3.64$, les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.8 : Valeurs de k_d pour les argiles carbonatées

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	0.99	1.015	1.03	1.04	1.06	1.08	1.09	1.1	1.11
k_d	0.117	0.12	0.124	0.128	0.133	0.137	0.142	0.145	0.148	0.15	0.152	0.155	0.158	0.159	0.161	0.162

c) Facteur de k_d pour les argiles graveleuses:

$m = \eta = 6.16$ avec un écart type $\sigma = 1.32$

Tableau 3.9 : Valeurs de k_d pour les argiles graveleuses

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	0.99	1.015	1.03	1.04	1.06	1.08	1.09	1.1	1.11
k_d	0.129	0.133	0.138	0.142	0.147	0.152	0.157	0.16	0.164	0.167	0.168	0.172	0.175	0.177	0.178	0.18

d) Facteur de k_d pour les argiles sableuses :

$m = \eta = 6.47$ avec un écart type $\sigma = 2.54$

Tableau 3.10 : Valeurs de k_d pour les argiles sableuses

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	0.99	1.015	1.03	1.04	1.06	1.08	1.09	1.1	1.11
k_d	0.123	0.126	0.131	0.136	0.14	0.145	0.15	0.153	0.157	0.159	0.16	0.164	0.167	0.168	0.17	0.171

3.2.2.2. Détermination du facteur de portance pénétrométrique pour les semelles filantes:a) Facteur k_d pour les argiles :

Pour les argiles en général: $m = \eta = 7.92$ avec un écart type $\sigma = 3.52$, c'est-à-dire la même valeur utilisée dans la cas des semelles filantes mais on change les valeurs de k_p , ce qui mène à calculer k_d à l'aide de la formule (3.4).

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.11: Valeurs de k_d pour les argiles

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.0
k_d	0.101	0.103	0.106	0.108	0.111	0.113	0.114	0.116	0.117	0.118	0.12	0.121	0.122	0.124	0.125	0.126

De la même manière, on calcul k_c pour les autres types de sol.

b) Facteur k_d pour les argiles carbonatées :

$m = \eta = 6.83$ avec un écart type $\sigma = 3.64$

Tableau 3.12: Valeurs de k_d pour les argiles carbonatée

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.0
k_d	0.117	0.12	0.123	0.126	0.129	0.132	0.133	0.135	0.136	0.138	0.139	0.14	0.142	0.143	0.145	0.146

c) Facteur k_d pour les argiles graveleuses :

$m = \eta = 6.16$ avec un écart type $\sigma = 1.32$

Tableau 3.13: Valeurs de k_d pour les argiles graveleuses

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.0
k_d	0.129	0.133	0.136	0.140	0.143	0.146	0.148	0.149	0.151	0.153	0.154	0.156	0.157	0.159	0.160	0.162

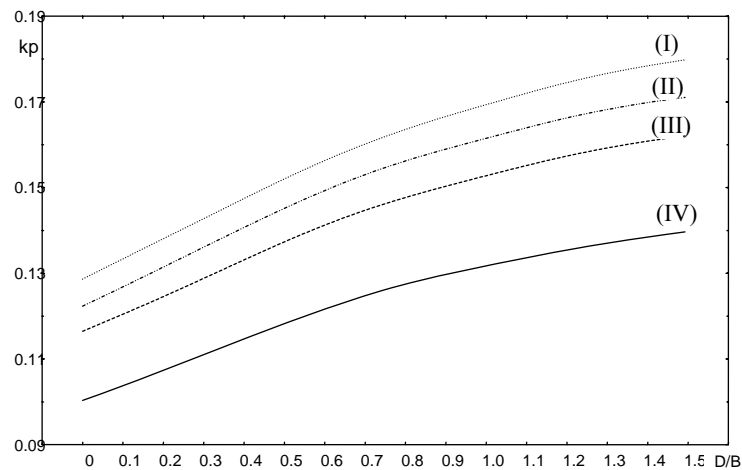
d) Facteur k_d pour les argiles sableuses :

$m = \eta = 6.47$ avec un écart type $\sigma = 2.54$

Tableau 3.14: Valeurs de k_d pour les argiles sableuses

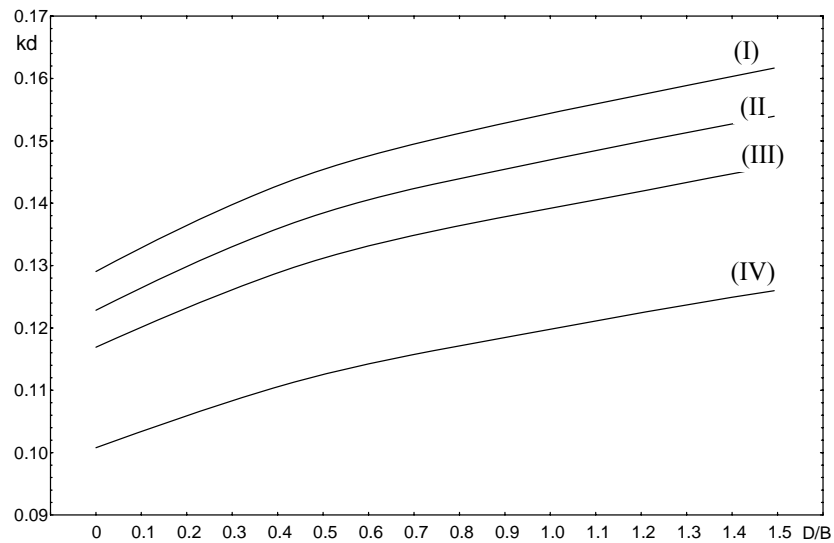
D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
k_p	0.8	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.0
k_d	0.123	0.126	0.130	0.133	0.136	0.139	0.141	0.142	0.144	0.145	0.147	0.148	0.15	0.151	0.153	0.154

Les résultats du calcul de k_d sont présentés dans les graphiques ci-après.



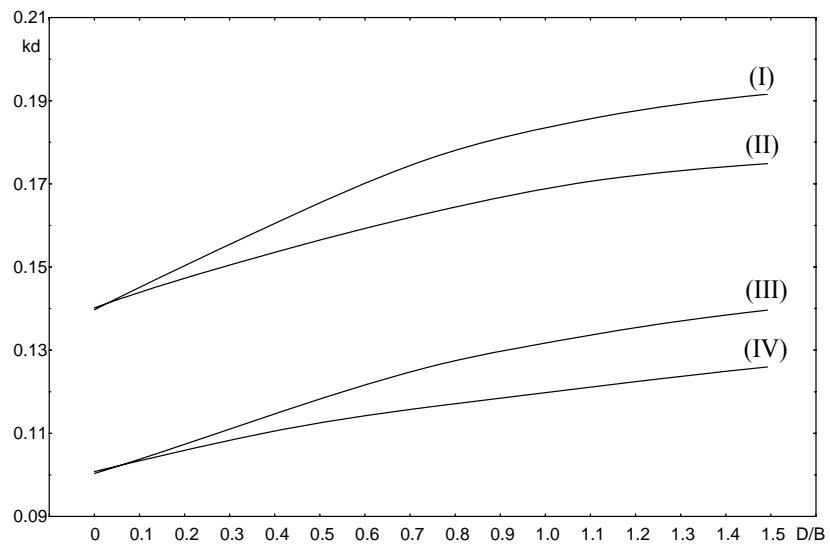
(I): Argile graveleuse (II): Argile sableuse (III): Argile carbonatée (IV): Argile en général

Graphique 3.3: Facteur de portance pénétrométrique dynamique k_d
pour différents types d'argiles: Semelle carrée



(I): Argile graveleuse (II): Argile sableuse (III): Argile carbonatée (IV): Argile en général

Graphique 3.4: Facteur de portance pénétrométrique dynamique k_d pour différents types d'argiles: Semelle filante



(I) : Argile : Semelle Carrée (DTU 13-12)
 (II) : Argile : Semelle Filante (DTU 13-12)
 (III): Argile : Semelle Carrée (données locales)
 (IV): Argile : Semelle Filante (données locales)

Graphique 3.5: Comparaison entre le k_d du DTU 13-12 et le k_d proposé pour les argiles

On remarque qu'il y a une différence importante dans les valeurs du facteur de portance pénétrométrique entre les argiles en général et les argiles carbonatées (voir les Graphiques 3.3 et 3.4).

La différence entre les valeurs du facteur de portance pénétrométrique pour l'argile carbonatée et l'argile graveleuse ou sableuse est non négligeable.

On remarque qu'il y a une différence entre les valeurs du facteur k_d du DTU 13-12 et le facteur k_d proposé (voir le Graphique 3.5).

Comme conclusion on peut dire qu'il est possible de proposer des méthodes de calcul de la capacité portante pour les fondations superficielles sur la base de l'étude de corrélation du pressiomètre avec le pénétromètre dynamique.

La différence importante entre le facteur k_d du DTU 13-12 et le facteur k_d proposé est due probablement à la qualité des données collectées dans notre base de données.

3.3. Etude comparative avec les méthodes courantes :

Dans ce qui suit, on va présenter une comparaison entre les méthodes de calcul de la capacité portante proposées et les méthodes courantes notamment la méthode pressiométrique.

Dans une première partie, on va comparer, à l'aide d'un exemple de calcul, les résultats de calcul de la capacité portante d'une semelle superficielle carrée reposant sur un sol argileux avec les résultats donnés par la méthode pénétro-statique proposée.

Dans une deuxième partie, on fait le même travail que dans la première partie mais cette fois on compare la méthode pressiométrique avec la méthode pénétro-dynamique proposée.

3.3.1. Comparaison entre la méthode pressiométrique et la méthode pénétro-statique locale:

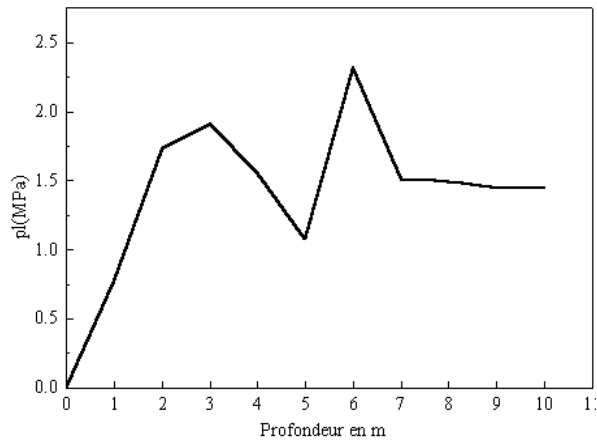
3.3.1.1. Présentation de l'exemple de calcul:

On se propose d'étudier un projet qui a été effectué en 1993 à Alger par le L.N.H.C. Il s'agit d'un bloc (R+1).

Le sol est formé de deux couches, la première couche est un tout venant d'oued de 0.8m d'épaisseur à partir de cette profondeur c'est-à-dire 0.8m, on trouve des argiles carbonatées peu molles.

a) Sondage pressiométrique utilisé:

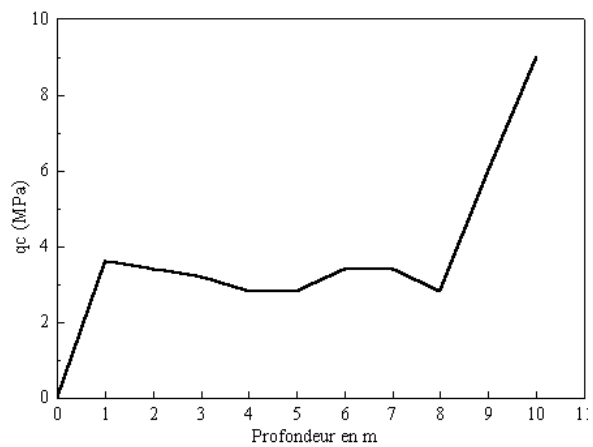
On a choisi le sondage à la tarière n^o1 car il existe un sondage pénétrométrique très proche de ce dernier (voir le graphique 3.6).



Graphique 3.6: Variation de la pression limite p_l
en fonction de la profondeur

b) Sondage pénétrométrique utilisé:

Le sondage pénétrométrique le plus proche est le sondage n^o5 illustré dans le Graphique 3.7:



Graphique 3.7: Variation de la résistance en pointe
 q_c en fonction de la profondeur

Le tableau 3.15 résume les valeurs de p_l et q_c de ces sondages en fonction de la profondeur.

Tableau 3.15 : Valeurs de p_l et q_c en fonction de la profondeur

$P^{PI}(m)$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P_l (MPa)	0.77	1.73	1.91	1.56	1.08	2.32	1.51	1.49	1.45	1.45
q_c (MPa)	3.6	3.4	3.2	2.8	2.8	3.4	3.4	2.8	6.0	9.0

3.3.1.2. Calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique:

Soit la semelle carrée représentée dans la figure 3.2 qui repose sur le sol dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 3.15:

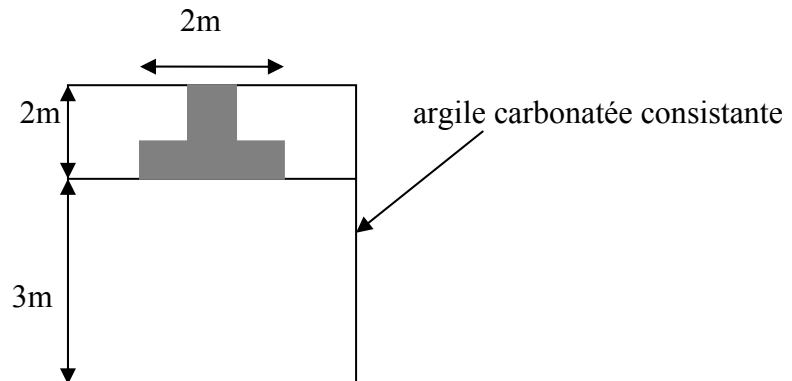


Figure 3.1: Dimensions de la fondation
et de la couche du sol

On peut calculer la capacité portante de cette fondation par la formule suivante (voir le chapitre (1)):

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

La pression limite nette équivalente p_{le}^* peut être calculée par la formule 1.16, donc on peut écrire (voir le chapitre (1)):

$$p_{le}^* = (p_{l1}^* p_{l2}^* \dots p_{ln}^*)^{1/n}$$

p_{l1}^* , p_{l2}^* , ..., p_{ln}^* étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $(D + 1,5 B)$, c'est-à-dire de 2m à 5m.

$$\text{Donc } p_{le}^* = \sqrt[4]{p_{l2}^* \cdot p_{l3}^* \cdot p_{l4}^* \cdot p_{l5}^*} = 1.53 \text{ MPa,}$$

Dans le cas des argiles et pour une semelle carrée avec $D/B=1$, $k_p=1.04$, $q_0=0.02 \cdot 2 = 0.04$ MPa, donc:

$$q_l = 0.04 + 1.59 = 1.63 \text{ MPa}$$

3.3.1.3. Calcul de la capacité portante par la méthode pénétro-statique locale :

Pour le même exemple, on peut calculer la capacité portante de cette fondation par la formule (1.17) comme suit (voir le chapitre (1)):

$$q_l = q_0 + k_c q_{ce}$$

Avec q_{ce} est la résistance en pointe équivalente égale à la moyenne des valeurs nette de q_c se trouvant dans une zone d'épaisseur de $3B/2$ sous la base de la fondation. La résistance nette se calcule comme suit [1]:

- calcul de la moyenne des résistances en pointe mesurées, soit q_{cm} ,
- si q_c est supérieur à $1.3 q_{cm}$, elle sera écrêtée à $1.3 q_{cm}$,
- q_{ce} est la moyenne des valeurs de q_c corrigées.

Pour notre cas, $q_{cm} = 3.05 \text{ MPa} \Rightarrow 1.3 \cdot q_{cm} = 3.97 \text{ MPa}$ d'ou: $q_{ce} = 3.4 \text{ MPa}$, $q_0 = 0.04 \text{ MPa}$, d'autre part $k_c = 0.256$ d'après le tableau 3.5 donc:

$$q_l = 0.04 + 0.78 = 0.82 \text{ MPa.}$$

On peut constater que la valeur de la capacité portante donnée par la méthode pressiométrique est supérieure à celle donnée par la méthode pénétro-statique locale avec un rapport qui varie du simple au double.

3.3.2. Comparaison entre la méthode pressiométrique et la méthode pénétro-dynamique locale:

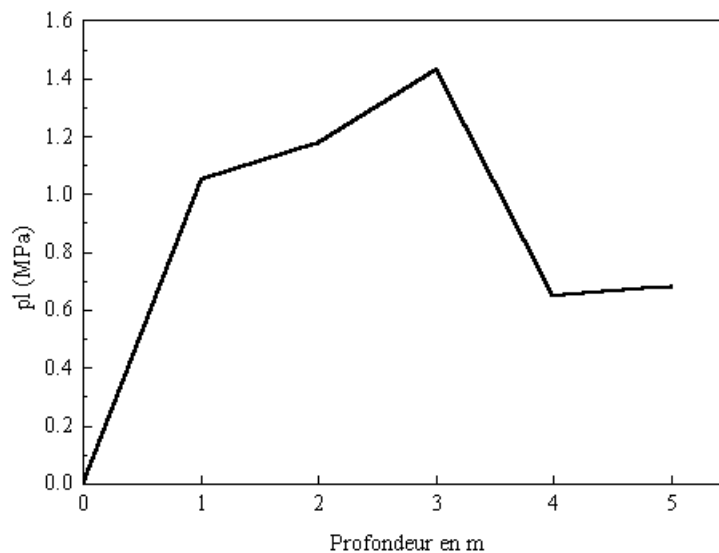
3.3.2.1. Présentation de l'exemple de calcul:

Pour la comparaison entre la méthode pressiométrique et la méthode pénétro-dynamique locale, on se propose d'étudier un projet élaboré en 1986 à Alger par le L.N.H.C, l'usage du bâtiment est commercial.

Le sol concerné est une couche d'argile sableuse de 4 à 5m d'épaisseur.

a) Sondage pressiométrique utilisé:

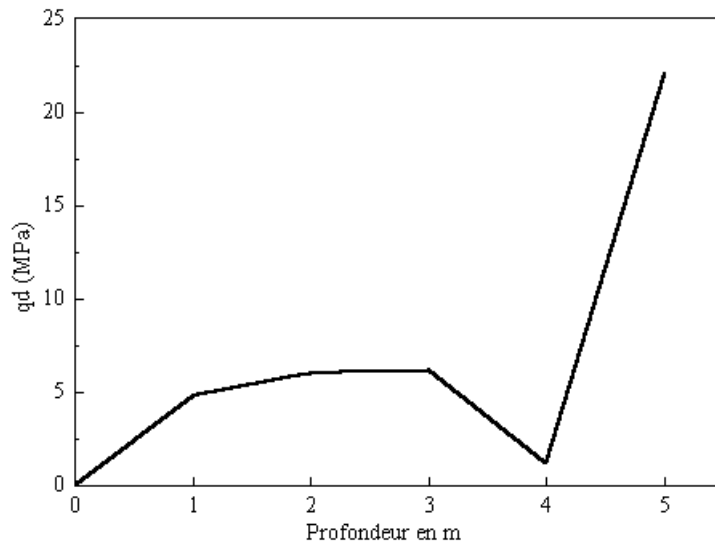
On a choisi le sondage à la tarière n⁰2 car il existe un sondage pénétrométrique très proche de ce dernier (voir le Graphique 3.8):



Graphique 3.8: Variation de la pression limite p_l en fonction de la profondeur

b) Sondage pénétrométrique utilisé:

Le sondage pénétrométrique le plus proche est le sondage n⁰3 est illustré dans le Graphique 3.9:



Graphique 3.9: Variation de la résistance en pointe q_d en fonction de la profondeur

Le tableau 3.16 résume les valeurs de E_m , p_l et q_c de ces sondages en fonction de la profondeur.

Tableau 3.16: Valeurs de p_l et q_d en fonction de la profondeur

P^T (m)	1	2	3	4	5
P_l (Mpa)	1.05	1.18	1.43	0.65	0.68
q_d (Mpa)	4.8	6	6.2	1.2	22.0

3.3.2.2. Calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique:

Soit la semelle carrée représentée dans la figure 3.2 qui repose sur le sol dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 3.16:

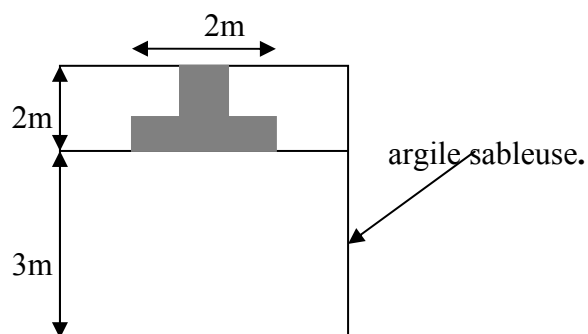


Figure 3.2: Dimension de la fondation et de la couche du sol

On peut calculer la capacité portante de cette fondation par la formule suivante:

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

La pression limite nette équivalente p_{le}^* peut être calculée par la formule I.16, donc on peut écrire (voir la partie (I)):

$$p_{le}^* = (p_{l1}^* p_{l2}^* \dots p_{ln}^*)^{1/n}$$

p_{l1}^* , p_{l2}^* , ..., p_{ln}^* étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $(D + 1,5 B)$, c'est-à-dire de 2m à 5m.

$$\text{Donc } p_{le}^* = \sqrt[4]{p_{l2}^* \cdot p_{l3}^* \cdot p_{l4}^* \cdot p_{l5}^*} = 0.94 \text{ MPa,}$$

Dans le cas des argiles et pour une semelle carrée avec $D/B=1$ on a $k_p=1.20$, donc:

$$q_l = 0.04 + 1.128 = 1.132 \text{ MPa}$$

3.3.2.3. Calcul de la capacité portante par la méthode pénétro-dynamique locale :

Pour la même semelle carrée représentée dans la figure 3.2, on peut calculer la capacité portante de cette fondation par la formule suivante (1.17) comme suit (voir le chapitre (1)):

$$q_l = q_0 + k_d q_{de}$$

Où q_{de} est la résistance en pointe équivalente égale à la moyenne des valeurs nette de q_d se trouvant dans une zone d'épaisseur de $3B/2$ sous la base de la fondation. La résistance nette se calcule comme suit [1]:

- calcul de la moyenne des résistances en pointe mesurées, soit q_{dm} ,
- si q_d est supérieure à $1.3 q_{dm}$, elle sera écrêtée à $1.3 q_{dm}$,
- q_{de} est la moyenne des valeurs de q_d corrigées.

Pour notre cas, $q_{dm} = 8.85 \text{ MPa} \Rightarrow 1.3 \cdot q_{dm} = 11.51 \text{ MPa}$ d'où $q_{de} = 6.23 \text{ MPa}$.

D'autre part $k_d = 0.16$ d'après le tableau 3.10, donc:

$$q_l = 0.04 + 0.99 = 1.03 \text{ MPa.}$$

On peut constater que la valeur de la capacité portante donnée par la méthode pressiométrique est légèrement supérieure à celle donnée par la méthode pénétro-dynamique locale avec un rapport qui tourne autour de un, ce qui est encourageant.

Donc on remarque que la valeur de la capacité portante donnée par la méthode pressiométrique est supérieure à celles données par les méthodes locales proposées ce qui va dans le sens de la sécurité. Seulement cette conclusion est à confirmer en traitant dans l'étude comparative un nombre de projets représentatif.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons étudié la capacité portante des fondations superficielles en utilisant les corrélations.

Dans le premier et deuxième paragraphes, on a vu qu'on pouvait exploiter l'apport des corrélations PMT/CPT et PMT/DPT dans le calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Dans le dernier paragraphe de cette partie, on a fait, à travers des exemples de calcul, une étude comparative entre les méthodes proposées avec des méthodes courantes notamment la méthode pressiométrique où on a remarqué que la valeur de la capacité portante donnée par cette dernière est supérieure à celle donnée par les méthodes locales proposées ce qui va dans le sens de la sécurité, seulement, cette conclusion est à confirmer en traitant un nombre de projets représentatif de la base de données étudiée.

CHAPITRE 4

ETUDE DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Introduction :

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, digues, barrages,...), un tassement se manifeste au sein du sol. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces tassements sont particulièrement marqués dans la direction même des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur.

Ce chapitre se propose d'étudier le tassement des fondations superficielles en utilisant les corrélations établies précédemment. Ils se divisent en deux paragraphes. Dans le premier on va proposer une méthode d'estimation du tassement à partir des résultats du pénétromètre statique; alors que dans le deuxième, on va comparer cette méthode d'estimation avec les méthodes courantes.

4.1. Estimation du tassement à partir du pénétromètre statique :

Dans ce qui suit, on va effectuer une estimation du tassement des fondations superficielles à partir des résultats du pénétromètre statique.

Dans la première partie, on va exposer la méthode de calcul à partir du pénétromètre statique en exploitant les corrélations.

Dans la deuxième partie on se propose de comparer les résultats de cette méthode avec ceux de la méthode pressiométrique à travers un exemple de calcul.

4.1.1. Rappel du calcul du tassement par les résultats de l'essai au pressiomètre de Ménard:

Il a été mentionné dans le chapitre 1 que la méthode pressiométrique formule le tassement comme suit:

$$s = 2(q - \sigma_{v0}) \cdot B_0 (\lambda_d \cdot B / B_0)^\alpha / 9 E_m^d + (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \cdot \alpha / 9 E_m^c \quad (4.1)$$

Avec:

q contrainte verticale appliquée à la fondation;

σ_{v0} contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation;

λ_c et λ_d coefficient de forme donné par des tableaux;

α coefficient de structure de sol donné par MENARD dans un tableau en fonction de la nature de sol et du rapport E_m/p_l ;

B largeur (ou diamètre) de la fondation;

B_0 une dimension de référence égale à 0.6m;

E_m^c et E_m^d modules pressiométriques équivalents dans les zones volumiques et déviatorique respectivement.

4.1.2. Estimation du tassement à partir des résultats du pénétromètre statique:

Le module pressiométrique E_m est un module déviatorique particulièrement adapté au calcul du tassement des fondations où le champ de contraintes déviatoriques est prépondérant.

Les résultats d'étude de corrélation (E_m/q_c) pour différents types de sols (argile, sable ...), peuvent être exploités pour l'estimation du tassement à partir des résultats de l'essai de pénétration statique.

On expose ci après la méthode d'analyse.

On a montré que $E_m/q_c = \beta$, où β est un rapport qui varie en fonction de la nature du sol (argile, argile carbonatée, sable ...), conformément au formules (2.3) et (2.4).

Soit E le module de déformation du sol à une profondeur donnée, $E = E_m/\alpha$.

On a déjà montré que $q_c/p_l = \lambda$, où λ est un rapport qui varie en fonction de la nature du sol. D'après le tableau 1.7 (voir le chapitre 3), $\alpha = f [E_m/p_l = \beta x q_c / (q_c / \lambda)]$, d'où $\alpha = f(\lambda x \beta)$. Le tableau 4.1 résume les valeurs facteurs ci-dessus en fonction de la nature du sol.

Tableau 4.1: Tableau récapitulatif

Type de sol	β	λ	$\beta \cdot \lambda$	α
Argile	3.46	3.55	15.83	2/3
Argile carbonatée	3.22	3.71	11.94	2/3
Sable	4.97	5.06	27.83	1/2

Le tableau 4.1 montre que les sols étudiés dans cette base de données peuvent être caractérisés par le facteur α de 2/3 pour les sols fins et 1/2 pour les sables. Alors que dans la méthode pressiométrique, le facteur α prend des valeurs variables selon la nature du sol et le rapport E_m/p_l .

Les valeurs du facteur α du tableau 4.1 sont en réalité des moyennes issues d'une analyse statistique globale de la base de données.

En posant $E_m^d = \beta \cdot q_c^d$ et $E_m^c = \beta \cdot q_c^c$, la formule (4.1) devient:

$$s = 2(q - \sigma_{v0}) \cdot B_0 (\lambda_d \cdot B/B_0)^\alpha / (9 \beta \cdot q_c^d) + (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \cdot \alpha / (9 \beta \cdot q_c^c) \quad (4.2)$$

α est à déduire du tableau 4.1.

q_c^c et q_c^d , sont des résistances pénétrométriques équivalentes dans les domaines sphérique et diviatorique.

Elles sont calculées en considérant les valeurs moyennes dans chaque tranche, en divisant le sol sous la fondation à 16 tranches chacune épaisse de $B/2$, comme le recommande la méthode pressiométrique.

4.1.3. Exemple de calcul:

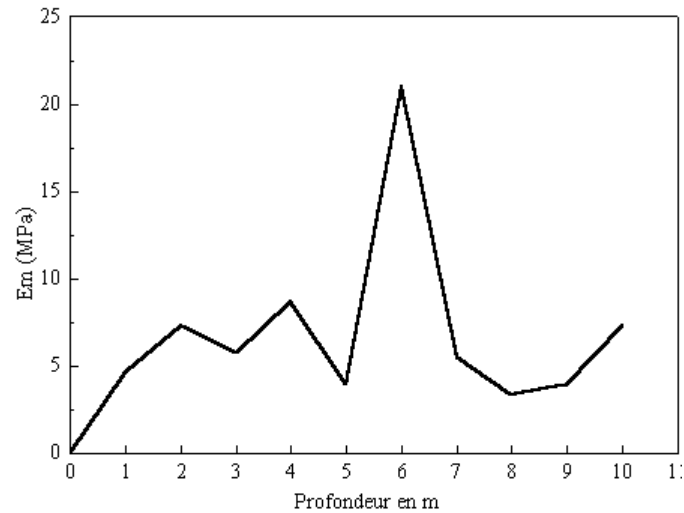
4.1.3.1. Présentation de l'exemple de calcul:

On se propose d'étudier le projet du chapitre 3, paragraphe 3 qui à été effectué en 1993 à Alger par le L.N.H.C, c'est un bloc (R+1).

Rappelons que le sol est formé de deux couches, la première couche est un tout venant d'oued de 0.8m d'épaisseur à partir de cette profondeur c'est-à-dire 0.8m, on trouve des argiles carbonatée peu molle.

a) Sondage pressiométrique utilisé:

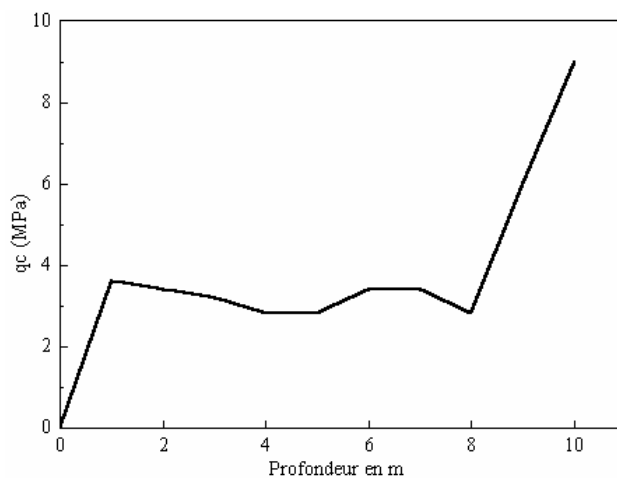
On a choisi le sondage à la tarière n^o1 car il existe un sondage pénétrométrique très proche de ce dernier (voir le graphique 4.1).



Graphique 4.1: Variation du module pressiométrique E_m en fonction de la profondeur

b) Sondage pénétrométrique utilisé:

Le sondage pénétrométrique le plus proche est le sondage n^o5, illustré dans le graphique 4.2:



Graphique 4.2: Variation de la résistance en pointe q_c en fonction de la profondeur

Le tableau 4.2 résume les valeurs de E_m et q_c de ces sondages en fonction de la profondeur.

Tableau 4.2: Valeurs de E_m et q_c en fonction de la profondeur

$P^r(m)$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
E_m (MPa)	4.6	7.3	5.7	8.7	3.9	21.0	5.5	3.3	3.9	7.3
q_c (MPa)	3.6	3.4	3.2	2.8	2.8	3.4	3.4	2.8	6.0	9.0

4.1.3.2. Calcul du tassement:

On peut calculer le tassement à l'aide de la formule (4.2):

$$s = 2(q - \sigma_{v0}) \cdot B_0 (\lambda_d \cdot B/B_0)^\alpha / (9 \beta \cdot q_c^d) + (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \cdot \alpha / (9 \beta \cdot q_c^c)$$

Soit la semelle carrée représentée par la figure 4.1 qui repose à 2m au dessous du terrain naturel.

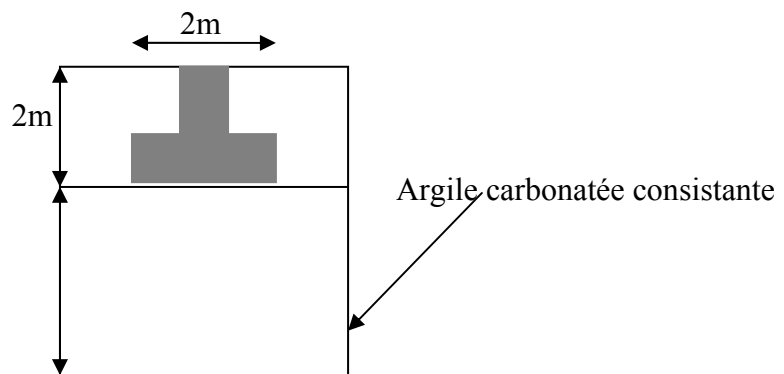


Figure 4.1: Dimension de la fondation
et de la couche du sol

Puisqu'il s'agit d'un sol fin, d'après le tableau 4.1: $\alpha=2/3$ et $\beta=3.22$ (argile carbonatée).

$L/2R=L/B=1$, donc d'après le tableau I.6: $\lambda_d = 1.12$, $\lambda_c = 1.1$, $B=0.6$ m, $B=2$ m (voir le chapitre 1). On peut déterminer q_c^c et q_c^d comme suit:

$$D'après la formule (1.25) (\text{chapitre 1}): E_m^d = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3/5}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{6/8}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{9/16}}}$$

Puisque les valeurs du module préssiométrique à prendre en compte pour le calcul du tassement de la fondation $E_{9/16}$ ne sont pas connues, mais elles sont supposées supérieures à celles des couches susjacentes, on peut calculer E_m^d par la formule (1.26):

$$E_m^d = \frac{3.6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3/5}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{6/8}}}$$

Puisque on a posé $E_m^d = \beta \cdot q_c^d$, et $E_l = \beta \cdot q_c^l$, la formule (1.26) devient:

$$\beta \cdot q_c^d = \frac{3.6}{\frac{1}{\beta} \cdot \left(\frac{1}{q_c^1} + \frac{1}{0.85 \cdot q_c^2} + \frac{1}{q_c^{3/5}} + \frac{1}{2.5 \cdot q_c^{6/8}} \right)} \quad (4.3)$$

Et d'après la formule (1.24): $E_m^c = E_l$, puisque on a posé $E_m^c = \beta \cdot q_c^c$ et $E_l = \beta \cdot q_c^l$, cette formule devient: $q_c^c = q_c^l$ (4.4)

4.1.3.3. Application numérique :

$$\frac{1}{q_c^1} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{3.4} + \frac{1}{3.2} \right) \rightarrow q_c^1 = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{q_c^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{3.2} + \frac{1}{2.8} \right) \rightarrow q_c^2 = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{q_c^{3/5}} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2.8} + \frac{1}{2.8} + \frac{1}{3.4} + \frac{1}{3.4} \right) \rightarrow q_c^{3/5} = 3.07 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{q_c^{6/8}} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{3.4} + \frac{1}{2.8} + \frac{1}{6.0} + \frac{1}{9.0} \right) \rightarrow q_c^{6/8} = 4.30 \text{ MPa}$$

Donc d'après les formules (4.3) et (4.4): $q_c^d = 3.23 \text{ MPa}$ et $q_c^c = 3.3 \text{ MPa}$, remplaçons q_c^d et q_c^c par leurs valeurs dans la formule (4.2); on obtient:

$$s = 0.031 \cdot (q - \sigma_v) + 0.0154 \cdot (q - \sigma_v) \rightarrow s = 0.0464 \cdot (q - \sigma_v) \text{ (m)}$$

Donc on peut proposer une approche d'estimation du tassement des fondations superficielles à partir des résultats du pénétromètre statique en utilisant les corrélations (PMT/CPT).

4.2. Etude comparative avec méthodes courantes :

Dans le présent paragraphe, et à travers un exemple de calcul, on va faire une étude comparative entre la méthode de calcul du tassement des fondations superficielles à partir du pénétromètre statique avec d'autres méthodes basées sur les résultats de l'essai au pressiomètre.

On compare les résultats de notre méthode avec ceux de la méthode pressiométrique ainsi qu'avec ceux de la méthode de Steinbrenner sur la base de l'essai (CPT), et ce dans le cas d'une semelle carrée.

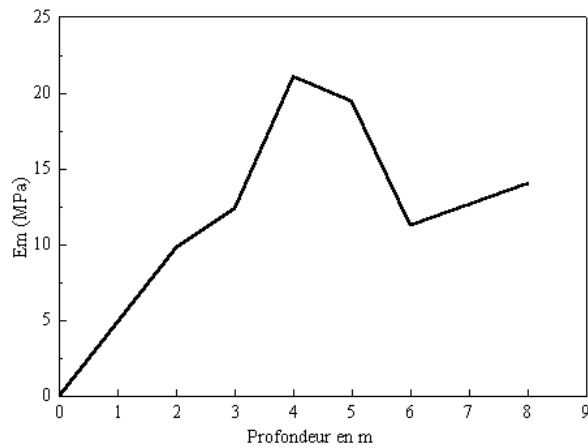
4.2.1. Présentation de l'exemple de calcul:

On se propose d'étudier un projet où le sol est de nature pulvérulente. On a choisi un projet réalisé en 1993 à Alger par le L.N.H.C pour étudier l'assiette de 324 logements à Bab Ezzouar.

Le sol est formé de quatre couches, la première est une couche d'argile carbonatée de 2.3 m d'épaisseur; au dessous de cette couche, on trouve une couche d'argile sableuse de 2.5 m d'épaisseur entre deux couches de sable fin argileux de 2.5 m et 3 m d'épaisseur.

a) Sondage pressiométrique utilisé:

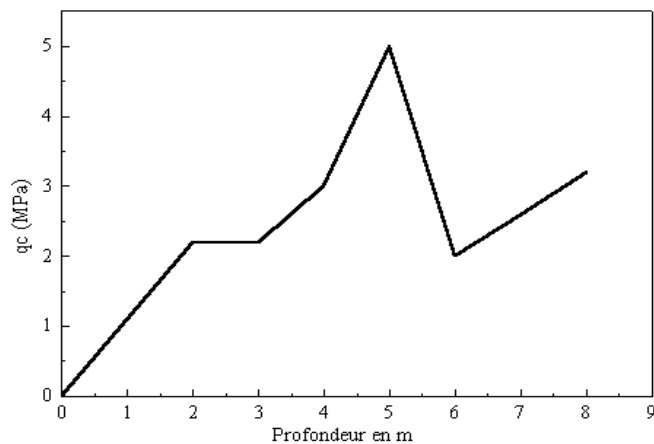
On a choisi le sondage à la tarière n^o1 car il existe un sondage pénétrométrique très proche de ce dernier (voir le graphique 4.3).



Graphique 4.3: Variation du module pressiométrique E_m en fonction de la profondeur

b) Sondage pénétrométrique utilisé:

Le sondage pénétrométrique le plus proche est le sondage n^o5 illustré dans le graphique 4.4:



Graphique 4.4: Variation de la résistance en pointe q_c en fonction de la profondeur

Le tableau 4.3 résume les valeurs de E_m et q_c de ces sondages en fonction de la profondeur.

Tableau 4.3 : Valeurs de E_m et q_c en fonction de la profondeur

P^f (m)	1	2	3	4	5	6	7	8
E_m (MPa)	-	9.8	12.4	21.1	19.4	11.3	12.65	14
q_c (MPa)	-	2.2	2.2	3.0	5.0	2.0	2.6	3.2

Dans ce qui suit, on va calculer le tassement d'une semelle carrée de dimension $2 \times 2\text{m}^2$, ancrée à une profondeur de 2m pour éviter la couche d'argile (voir la figure 4.2). Ces calculs seront effectués avec les différentes méthodes, et, à la fin, on compare leurs résultats de calcul atteints.

4.2.2. Méthode pressiométrique:

Soit la semelle carrée représentée par la figure 4.2 qui repose à 2m au dessous du terrain naturel, le tassement peut être calculé par la formule (4.1):

$$s = 2(q - \sigma_{v0}) \cdot B_0 (\lambda_d \cdot B / B_0)^\alpha / 9 E_m^d + (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \cdot \alpha / 9 E_m^c$$

Puisque il s'agit d'un sol pulvérulent et d'après le tableaux 4.1: $\alpha = 1/2$

$L/2R = L/B = 1$, donc d'après le tableau I.6: $\lambda_d = 1.12$, $\lambda_c = 1.1$ pour les semelles carrées, $B_0 = 0.6 \text{ m}$, $B = 2 \text{ m}$ (voir le chapitre 1).

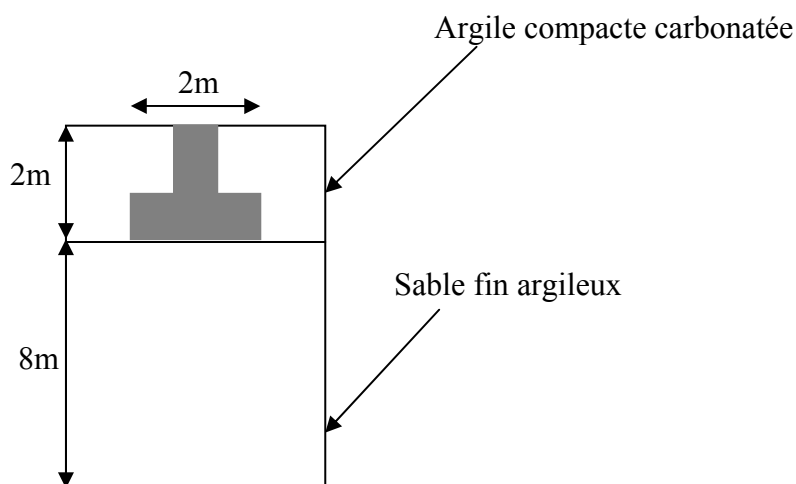


Figure 4.2: Dimensions de la fondation
et de la couche du sol

Puisque les $E_{9/16}$ ne sont pas connus mais elles sont supposées supérieures à celles des couches susjacentes, on peut calculer E_m^d par la formule (1.27) (voir le chapitre 1):

$$E_m^d = \frac{3.2}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3/5}}}$$

4.2.2.1. Application numérique:

$$\frac{1}{E_1} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{9.8} + \frac{1}{12.4} \right) \rightarrow E_1 = 10.94 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{12.4} + \frac{1}{21.1} \right) \rightarrow E_2 = 15.62 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{E_{3/5}} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{21.1} + \frac{1}{19.4} + \frac{1}{11.3} + \frac{1}{12.65} \right) \rightarrow E_{3/5} = 15.01 \text{ MPa}$$

D'où, $E_m^d = 13.71 \text{ MPa}$, $E_m^c = E_1 = 10.94 \text{ MPa}$, remplaçons E_m^d et E_m^c par leur valeurs dans la formule (4.1) on obtient:

$$s = 0.0188. (q - \sigma_v) + 0.0112. (q - \sigma_v) \rightarrow s = 0.03. (q - \sigma_v) \text{ (m)}$$

4.2.3. Méthode pénétrométrique (utilisation des corrélations):

Dans cette méthode, on calcule le tassement par la formule (4.2) comme suit:

$$S = 2(q - \sigma_{v0}).B_0(\lambda_d.B/B_0)^\alpha / (9 \beta . q_c^d) + (q - \sigma_{v0}).\lambda_c .B.\alpha / (9 \beta . q_c^c).$$

Pour le cas d'un sol pulvérulent et d'après le tableaux 4.1: $\alpha = 1/2$ et $\beta = 4.97$ (dans le cas des sables).

D'autre part, puisque nous n'avons pas traité le cas de l'argile sableuse dans la corrélation (PMT/CPT) par manque de données, nous sommes obligés d'assimiler la couche d'argile sableuse dans notre exemple de calcul à une couche de sable, d'où on peut admettre que $\beta = 4.97$ pour les argiles sableuses.

Donc on peut supposer que notre semelle repose sur une couche de sable argileux de 8 m d'épaisseur.

Puisque les valeurs $q_c^{6/8}$ ne sont pas connues, mais elles sont supposées supérieures à celles des couches susjacentes, on peut déterminer q_c^d comme suit (en remplaçons $E_m^d = \beta . q_c^d$, et $E_i = \beta . q_c^i$ dans la formule (1.27)):

$$\beta . q_c^d = \frac{3.2}{\frac{1}{\beta} \left(\frac{1}{q_c^1} + \frac{1}{0.85.q_c^2} + \frac{1}{q_c^{3/5}} \right)} \quad (4.5)$$

4.2.3.1. Application numérique:

$$\frac{1}{q_c^1} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2.2} + \frac{1}{2.2} \right) \rightarrow q_c^1 = 2.20 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{q_c^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2.2} + \frac{1}{3.0} \right) \rightarrow q_c^2 = 2.54 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{q_c^{3/5}} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{3.0} + \frac{1}{5.0} + \frac{1}{2.0} + \frac{1}{2.6} \right) \rightarrow q_c^{3/5} = 2.82 \text{ MPa}$$

Donc d'après les formules (4.4) et (4.5): $q_c^d = 2.51 \text{ MPa}$ et $q_c^c = 2.2 \text{ MPa}$, remplaçons q_c^d et q_c^c par leurs valeurs dans la formule (4.2), on obtient :

$$s = 0.0206 \cdot (q - \sigma_v) + 0.0112 \cdot (q - \sigma_v) \rightarrow s = 0.031 \cdot (q - \sigma_v) \text{ (m)}$$

4.2.4. Calcul du tassement par la méthode de Steinbrenner sur la base de CPT:

La méthode de Steinbrenner est destinée au calcul du tassement instantané des fondations dans les sols pulvérulents (sable, argile sableuse). On a supposé que la semelle étudiée repose sur une couche de sable de 8 m d'épaisseur, donc on va utiliser la méthode de Steinbrenner dans le cas d'un sol monocouche.

D'après la formule (1.36) (voir chapitre 1), le tassement se formule comme suit:

$$s = \frac{2 \cdot (q - \sigma_v) \cdot B \cdot I_\rho}{E}, \text{ } E \text{ est le module d'élasticité du sol.}$$

$$E = \frac{E_m}{\alpha}, \text{ si on pose } E_m = \beta \cdot q_c \rightarrow E = \varepsilon \cdot q_c, \text{ avec } \varepsilon = \frac{\beta}{\alpha}.$$

En remplaçant par $E = \varepsilon \cdot q_c$, la formule (1.36) devienne :

$$s = \frac{2 \cdot (q - \sigma_v) \cdot B \cdot I_\rho}{q_c^m \cdot \varepsilon} \quad (4.6)$$

Avec q_c^m est valeur moyenne de la résistance statique en pointe le long de la couche du sol.

4.2.4.1. Application numérique:

D'après le tableau (4.1), dans le cas des sables: $\alpha = 0.5$, $\beta = 4.97$ d'où $\varepsilon = \frac{4.97}{0.5} = 9.94$.

d'autre part, la valeur moyenne de la résistance statique en pointe est:

$$q_c^m = \frac{2.2 + 2.2 + 3.0 + 5.0 + 2.0 + 2.6 + 3.2}{7} = 2.88 \text{ MPa.}$$

Nous avons une semelle carrée, $m = \frac{L}{B} = 1$, $n = \frac{h}{B} = \frac{8}{2} = 4$, d'après les formules (1.38) et (1.39) (voir chapitre 1):

$$F1 = \frac{1}{\pi} \cdot m \cdot \ln \left[\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{m^2 + n^2}}{m \cdot (1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right] + \frac{1}{\pi} \cdot \ln \left[\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + n^2}}{1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right]$$

$$F2 = \frac{n}{2\pi} \cdot \operatorname{arctg} \left[\frac{m}{n \cdot \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right] \text{ après calcul, on trouve : } F1=0.408 \text{ et } F2=0.0377.$$

D'où $I_\rho = (1-v^2) \cdot F1 + (1-v-2v^2) \cdot F2=0.306$ avec $v=0.5$ pour les sables.

$$\text{Finalement, } s = \frac{2 \cdot (q - \sigma_v) \cdot B \cdot I_\rho}{q_c^m \cdot \varepsilon} \text{ d'où } s = 0.0427 \cdot (q - \sigma_v) \text{ (m)}$$

Donc on peut dire que nous avons montré qu'il est possible d'utiliser des méthodes d'estimation du tassement des fondations superficielles basées sur les résultats de l'essai de pénétration statique en utilisant les corrélations PMT/CPT.

Nous avons constaté, à travers l'exemple de calcul traité, que les résultats du calcul du tassement donnés par les trois méthodes sont proches les uns des autres, ce qui est encourageant. Seulement cette conclusion est à confirmer en traitant dans l'étude comparative un nombre de projets représentatif.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons proposé une approche pour calculer le tassement des fondations superficielles en exploitant les résultats des corrélations. Dans le premier paragraphe et à l'aide d'un exemple de calcul nous avons constaté qu'on peut estimer le tassement des fondations superficielles à partir des résultats du pénétromètre statique, en utilisant les corrélations (PMT/CPT).

Les résultats de calcul donnés par cette méthode sont proches de ceux données par d'autres méthodes courantes, seulement il faut traiter un nombre suffisant de projets pour confirmer cette conclusion.

CONCLUSION

Plusieurs chercheurs, en mécanique des sols s'intéressent à l'étude des corrélations entre les essais ce qui donne une idée sur l'importance de ce domaine.

Dans notre étude, nous avons constaté qu'il est possible de corréler les différents paramètres mesurés à partir des essais in-situ ou de laboratoire, par exemple, dans le cas de la corrélation PMT/CPT, étudiée dans le deuxième chapitre, nous avons remarqué qu'il existe des relations linéaires entre q_c et p_l ainsi que E_m et q_c avec des valeurs moyennes des rapports (q_c / p_l) et (E_m/q_c) proches de celles trouvées dans la littérature. En outre, dans le cas de la corrélation PMT/DPT, nous avons constaté qu'il existe une relation entre q_d et p_l . En revanche, nous n'avons trouvé aucune relation entre E_m et q_d .

Dans le cas des corrélations entre les essais in-situ et ceux de laboratoire, nous avons constaté qu'il existe des relations entre p_l , c_u et entre q_d , c_u et σ_{v0} . Nous avons aussi calculé le facteur de cône N_k défini dans la littérature en corrélant q_c avec c_u et σ_{v0} et enfin nous avons effectué des corrélations entre quelques essais de laboratoire.

C'est à partir de la troisième partie que nous avons vu les apports des corrélations dans le calcul géotechnique des fondations. Là nous avons abordés l'apport des corrélations (q_c/p_l) et (q_d/p_l), dans le calcul de la capacité portante des fondations superficielles : on a trouvé des résultats encourageante, mais qui restent à confirmer en traitant un nombre suffisant et représentatif de projets de la base de données.

Dans la quatrième partie, nous avons exploité les corrélations (E_m/q_c), pour proposer une méthode pénétro-statique d'estimation du tassement des fondations superficielles, où à l'aide des exemples de calcul, nous avons fait une étude comparative entre les résultats donnés par des méthodes courantes de calcul du tassement, notamment la méthode pressiométrique et la méthode de Steinbrenner, et ceux donnés par la méthode proposée. Nous avons trouvé de bons résultats. Seulement il faudrait les confirmer par un nombre suffisant de projets traités.

Enfin, il reste à dire que les conditions d'utilisation de corrélations dans les études géotechniques dépendent de plusieurs facteurs qui influent sur la fiabilité des corrélations utilisées.

Si l'on analyse simultanément des données provenant de deux sites, par exemple, pour des sols de même nature, on trouve en général que les valeurs des paramètres sont plus dispersées, et cette dispersion augmente quand le nombre de sites s'accroît.

Les erreurs expérimentales, lors de détermination des paramètres qui servent à établir les corrélations, exercent également une influence défavorable sur la qualité des corrélations obtenues.

L'étude des corrélations doit se faire sur un matériau bien identifié, c'est-à-dire classé objectivement selon un système de classification. Ce critère impose la présence des sondages carottés les plus proches possibles des sondages préssiométriques (PMT) et pénétrométriques statiques ou dynamiques (CPT) et (DPT). Pour réduire l'erreur due à l'hétérogénéité horizontale du sol, il est très important, même indispensable que les sondages (PMT) et (CPT) ou (PMT) et (DPT) par exemple, soient les plus proches possibles.

Il est, pour cette raison, indispensable de connaître l'origine des corrélations que l'on envisage d'utiliser dans le cadre d'une étude géotechnique, et d'être conscient de la variabilité possible des paramètres autour de leur valeur moyenne adoptée.

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

A	: aire d'une section droite
B	: largeur d'une fondation
B_0	: une dimension de référence égale à 0.6m
C_c	: coefficient de compression
C_k	: coefficient de perméabilité
C_s	: coefficient de preconsolidation
C_x	: coefficient de variation
C_1	: facteur de correction pour l'encastrement de la fondation, pour le calcul du tassement par la méthode de Schmertmann
C_2	: facteur de correction pour le fluage pour le calcul du tassement par la méthode de Schmertmann
$Cov(X,Y)$: covariance
CPT	: essai de pénétration statique
DPT	: essai de pénétration dynamique
E_k	: module d'élasticité d'une couche k du sol
E_m	: module pressiométrique
E_m^c et E_m^d	: modules pressiométrique équivalents dans les zones volumique et déviatorique
E_{oed}	: modules sécants où modules oedométrique
$G(x)$: fonction de répartition
H	: hauteur de chute du mouton du pénétromètre dynamique
I_c	: indice de consistance
I_ρ^k	: facteur d'influence pour le calcul du tassement par la méthode de Steinbrenner
I_z	: facteur d'influence de la déformation verticale pour le calcul du tassement par la méthode de Schmertmann
L	: longueur d'une fondation

M	: masse du mouton du pénétromètre dynamique
M'	: masse totale des tiges, du guide et de l'enclume du pénétromètre dynamique
N où R_c	: effort de compression
N_m	: moyenne arithmétique pour les N coups nécessaire pour enfoncé le carottier du <i>SPT</i> sur une profondeur d'influence z_l ,
N_k	: le facteur de cône statique.
N_k^d	: le facteur de cône dynamique
$N(\mu, \sigma^2)$: variable soumise à une loi normale quelconque
$N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation <i>PMT</i> :essai pressiométrique
Q_f	: effort de frottement latéral dans l'essai de pénétration statique
Q_p	: effort en pointe dans l'essai de pénétration statique.
Q_l	: effort total de pénétration statique
<i>SPT</i>	: essai de pénétration standard
S_r	: degré de saturation
V	: volume de la sonde vide + le volume moyen injecte dans la phase pseudo-élastique de l'essai pressiométrique
W	: poids du échantillon à sa teneur en eau naturelle
W_d	: poids du échantillon sec
c_u	: cohésion non drainée
c'	: cohésion drainée
e	: indice des vides des sols
f_s, f_l et f_t	: facteurs de correction de forme de la fondation, d'épaisseur de la couche et de tassement de fluage, respectivement utilisés dans la méthode <i>SPT</i> pour le calcul du tassement
g	: accélération de la gravité terrestre (10 m/s^2)
$g(x)$: densité de probabilité
k_c	: facteur de portance pénétrométrique
k_c	: facteur de portance pénétrométrique
k_d	: facteur de portance pénétrométrique dynamique.
m_r	: moment d'ordre r d'une variable aléatoire
m (où β, λ, μ)	: moyenne d'un échantillon statistique donné.

n	: porosité des sols
p_l	: pression limite pressiométrique
p_f	: pression de fluage
p_{le}^*	: pression limite nette équivalente
q	: surcharge vertical à la fondation
q_c	: résistance en pointe statique
q_d	: résistance en pointe dynamique
q_0	: contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation
q_{ce}	: résistance en pointe équivalente
q_{de}	: résistance de point équivalente
q_l	: capacité portante d'une fondation.
s	: tassement d'une fondation
s_c	: tassement volumique
s_d	: tassement
w	: teneur en eau
w_l	: limite de liquidité
w_p	: limite de plasticité
$\sum_1^n \frac{N_i^2}{np_i} - n$: Valeur échantillonnale dans le cas du test de khi-carrée
ΔP et ΔV	: variation de la pression et du volume dans la phase pseudo – élastique de l'essai pressiométrique.
α	: coefficient rhéologique pour le calcul du tassement;
γ'	: poids volumique déjaugé
γ_d	: poids volumique sec
γ_h	: poids volumique humide
γ_s	: poids volumique solide
γ_w	: poids volumique de l'eau
γ_l	: poids volumique du sol sous la base de la fondation.
γ_2	: poids volumique du sol latéralement à la fondation,
λ_c et λ_d	: coefficient de forme pour le calcul du tassement;
μ_r	: moment centres d'ordre r d'une variable aléatoire
ν_k	: coefficient de poisson d'une couche k du sol
ρ_{XY}	: coefficient de corrélation linéaire

- σ où sd : écart type
- σ^2 : variance
- σ_c : contrainte de preconsolidation
- σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation
- φ' : angle de frottement dans le cas de l'essai de cisaillement drainé
- φ_u : angle de frottement dans le cas de l'essai de cisaillement non drainé
- χ_{k-1}^2 : loi de khi-carrée avec un degré de liberté égale à $(k-1)$

REFERENCES

1. Roger Frank, "Calcul des fondations superficielles et profondes", Presse de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, (1999).
2. Jean - Pierre Magnan, "Corrélations entre les propriétés des sols", Techniques de l'ingénieur, Traité Construction.
3. M.Cassan, "Les essais in situ en mécanique des sols réalisation et interprétation", Edition Eurolles.
4. Ali Bouafia "L'essai de pénétration et ses applications: Partie II: Le pénétromètre dynamique et ses applications
5. Esther Amiot, "Introduction aux probabilités et à la statistique", Gaëtan Morin Editeur
6. Ali Bouafia "L'essai de pénétration et ses applications: Partie I: Le pénétromètre statique et ses application"
7. Jean Costet / Guy sanglerat, "Cours pratique de mécanique des sols", Editions Dunod, (1981)
8. Poulos/Davies, "Elastic solutions for soil and rock mecanics", Edition John Wiley and Sons
9. A.Van Wambeke, "Complémentarité des essais en place: corrélations", Symposium international à Paris (1983), Volume 2
10. S. Amar, J. P. Nazaret, Waschkowski " La reconnaissance des sols et essais de pénétration ", Symposium international à Paris: la reconnaissance des sols et des roches en place" , (1983)
11. Associazione Geotecnica Italiana, "Déformation du sol et déplacements des structures" Editions Balkema, (1991)

12. Ali Bouafia, "Mécanique des sols appliqué (problèmes résolus)", Office des Publications Universitaires, (1996).
13. S. Amar et J. Jesequel, "Essai en place et en laboratoire sur sols cohérents: Comparaisons des résultats", (1972).
14. Shigeyoshi Hirata, Shintaro Yao and Kazuhiko Nishida, "Multiple regression analysis between the mechanical and physical properties of cohesive soils", soils and foundations, The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, (1990).
15. Jean-Pierre Magnan, "Réflexion sur la place des essais de laboratoire dans la pratique de la géotechnique", Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées. 229.
16. Joseph E. Bowles, "foundation analysis and design", (1988).
17. Paul W. Mayne, "Determining OCR in clays from laboratory strength", Journal of Geotechnical engineering, American Society of Civil Engineers, (1988).
18. Tamas Paal, "Critical reappraisal of plasticity index of soils", (1983).
19. Thierry Foucart, "Introduction aux tests statistiques", Editions Technip.
20. G. Moulin, "Caractérisation de l'état limite de l'argile de Pornic", (1989).
21. A. Van Wambeke and J. D'hemricourt " Correlation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests ", Proceedings of Second European on Pénétration testing, Amsterdam, (1982)
22. C.C. Ladd, R. Fott, K. Ishihara, F. Schlosser and H.G. Poulos, stress-deformation and strength characteristics, (IX). ICSMFE, Tokyo, (1977).
23. Paul W. Mayen, " K_0 - $c_u/\sigma'_{v,0}$ Trends for overconsolidated clays", Journal of Geotechnical engineering, , (1984) Vol 110, N^o.10