

**UNIVERSITÉ BLIDA 1**

**Faculté de Technologie**

Département de Génie Civil

**THÈSE DE DOCTORAT**

Spécialité : Génie Civil

CONTRIBUTION DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION A L'ÉTUDE DES  
FONDACTIONS :  
MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET ANALYSE DES BASES DE  
DONNÉES

Par

**Mouna MIR**

Devant le jury composé de :

ZITOUNI Zein-El-Abidine	Professeur, U. de BLIDA1	Président
ABED Younes	Maître de conférences(A), U. de BLIDA1	Examineur
MELBOUCI Bachir	Professeur, U. de Tizi Ouzou	Examineur
NECHNECH Ammar	Professeur, USTHB	Examineur
KADRI Mohamed	Professeur, U. de Boumerdes	Examineur
BOUAFIA Ali	Professeur, U. de BLIDA1	Directeur de thèse

Blida, Juin 2018

## ملخص

اختبارات الاختراق الساكن (CPT) و الاختراق الديناميكي (DPT) هي اختبارات في الموقع تستخدم عادة في التحقيق الجيوتقني الروتيني. وإلى جانب استخدامها للتحقيق النوعي (علم الصخور والتجانس)، فإنها تستخدم كأدوات عملية للتوصيف الجيوتقني (مقاومة الاختراق، صلابة التربة) وتصميم الأساسات الحديثة أيضا. يتمثل عمل هذه الأطروحة في المساهمة في ميدان حساب هبوط التربة والقدرة على التحمل، انطلاقا من استعمال هذه الاختبارات، للأساسات السطحية في التربة الطينية المشبعة بالماء.

لحساب هبوط التربة، سيتم عرض طريقتين، واحدة من اختبار (CPT) و الأخرى من اختبار (DPT). مبدأ الطريقتين هو أنهما تستندان إلى العلاقة بين مقاومة تجربة الاختراق (ثابتة وديناميكية) و الخصائص الأودومترية، بهدف الحصول على صيغة بسيطة لحساب هبوط التربة استنادا إلى هذه التجارب في الموقع.

لحساب قدرة تحمل الأساسات السطحية انطلاقا من اختبارات الاختراق الساكنة (CPT) و الاختراق الديناميكي (DPT) في الأراضي الجزيئية، تم استخدام الارتباطات بين قوة الذروة لاختبار الاختراق (ثابت وديناميكية) والضغط المحدود من اختبار (PMT).

دراسة رقمية أجريت لتجربة الاختراق الساكنة (CPT) اعتمادا على طريقة الفروق المنتهية بهدف تحليل سلوك الأساسات السطحية المستمرة و الدائرية من أجل تحديد عامل المخروط  $N_k$  واستنتاج منه عامل الرفع  $K_c$ ، مفيد لتقييم قدرة تحمل الأساسات السطحية انطلاقا من مقاومة تجربة الاختراق.

**الكلمات المفتاحية:** تجارب في الموقع، علاقات، هبوط، أساسات سطحية، فروق منتهية، دراسة رقمية، تراص، قدرة التحمل

## RÉSUMÉ

Les essais de pénétration statique (CPT) et de pénétration dynamique (DPT) sont des essais in situ communément utilisés dans une campagne de reconnaissance géotechnique de routine. Outre leur utilisation pour une investigation qualitative (lithologie, homogénéité), ils sont des outils pratiques de caractérisation géotechnique (résistance à la pénétration, rigidité du sol) et de conception des fondations modernes.

Cette thèse est une contribution dans le domaine du calcul du tassement et de la capacité portante, à partir de ces essais in-situ, des fondations superficielles dans les sols fins saturés.

Pour le calcul du tassement, deux méthodes seront présentées, l'une à partir de l'essai CPT et l'autre à partir de l'essai DPT. Le principe de ces méthodes est basé sur la corrélation entre la résistance en pointe de l'essai de pénétration (statique et dynamique) et les paramètres de consolidation œdométrique, dans le but d'avoir une formulation simple de calcul du tassement œdométrique à partir de ces essais in-situ.

Pour le calcul de la capacité portante, on s'intéresse au calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des essais DPT et CPT dans les sols Algériens, en utilisant des corrélations entre la résistance en pointe de l'essai de pénétration (statique et dynamique) et la pression limite de l'essai préssiométrique. Une étude numérique de l'essai de pénétration statique par la méthode des différences finies en utilisant le logiciel FLAC 2D a été menée en vue de l'analyse du comportement des fondations superficielles continues ou circulaires, afin de déterminer le facteur du cône  $N_k$  et d'en déduire par la suite le facteur de portance  $K_c$ , utile pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles à partir de la résistance en pointe.

**Mots clés :** Essais in-situ, Corrélations, Tassement, Fondations superficielles, Différences finies, Modélisation, consolidation, capacité portante

## ABSTRACT

Static Cone Penetration (CPT) and Dynamic Cone Penetration (DPT) tests are commonly used in-situ tests in a routine geotechnical site investigation. Besides their use for qualitative investigation (lithology, homogeneity and spatial variability), they are used as practical tools for geotechnical characterization (resistance to penetration, soil rigidity) and the design of a modern foundation as well.

The work presented in this thesis consists of a contribution to the calculation of the settlement and the bearing capacity of the shallow foundations in saturated fine soils from these in-situ tests.

For the settlement calculation, two methods were presented, one from the CPT test and the other one from the DPT test. The principle of these methods is that they are based on the correlation between the tip resistance of the penetration test (static and dynamic) and the oedometer consolidation parameters, in order to have a simple formulation of oedometer settlement based on these in-situ tests.

The calculation of bearing capacity is based on the correlations between the tip resistance of the penetration tests (static and dynamic) and the limit pressure of the pressuremeter test (PMT).

A numerical study of the static cone penetration test, using the finite difference method was carried out, based on the software FLAC, for the analysis of the behavior of strip and circular shallow foundations, in order to derive the factor of the cone  $N_k$  and the bearing capacity factor  $K_c$ , useful for evaluating the bearing capacity of the shallow foundations from the cone tip resistance.

**Keywords:** In-situ tests, Correlations, Settlement, Shallow foundations, Finite differences, Modeling, consolidation, bearing capacity

## REMERCIEMENTS

Avant tout, Ahmadou Allah de m'avoir donné la force et la volonté pour mener à terme ce travail.

Aussi, ce travail n'aurait pas été possible sans le l'appui de certaines personnes. En réalité, je ne suis pas capable de dire dans les mots qui conviennent, le rôle qu'elles ont pu jouer à mes côtés, mais je voudrais leur présenter ma gratitude qui vient du fond de mon cœur, ainsi que mes remerciements les plus profonds.

Mes remerciements et ma gratitude les plus profonds et les plus sincères vont à mon directeur de thèse : Mr Ali BOUAFIA pour m'avoir proposé ce thème, pour son encadrement, ses conseils, et de m'avoir aidé par tous les moyens possibles et disponibles aussi bien sur le plan de cette thèse que professionnel.

Mes remerciements les plus sincères vont vers mon père, qui m'a soutenu le long de ce travail et qui a été présent à chaque moment, par ses encouragements et son aide précieuse aux moments les plus difficiles.

Mes profonds remerciements sont pour ma mère, pour son amour et son sacrifice. Sans oublier mes frères et sœurs : Moundhir, Mahfoud, Daouya et ma sœur Zahra et son mari Nazih pour leurs encouragements et leurs aide.

Je tiens à remercier les membres de jury pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en acceptant de juger ce travail.

Je remercie également mes enseignants pour la formation qui m'ont donné durant toutes mes années d'études, depuis le primaire jusqu'à maintenant.

Enfin, merci à mes amies, et tous ceux qui mon aider, encourager et soutenu de prés ou de loin.

Mouna MIR 

## TABLE DES MATIERES

RÉSUMÉ

REMERCIEMENTS

TABLE DES MATIERES

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE 1. PRÉSENTATION DE QUELQUES ESSAIS IN-SITU, CORRÉLATIONS et CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1.1. Introduction	19
1.2. Présentation de quelques essais in-situ	20
1.2.1. L'essai de pénétration statique	20
1.2.2. L'essai de pénétration dynamique	27
1.2.3. L'essai Préssiométrique	35
1.2.4. L'essai Œdométrique	38
1.3. Corrélation entre essais géotechniques	41
1.3.1. Introduction	42
1.3.2. Corrélations entre les essais de pénétrations et l'essai préssiométrique	43
1.3.3. Corrélations entre l'essai de pénétration statique et l'essai de pénétration dynamique	46
1.3.4. Corrélations entre les essais in-situ et l'essai de compressibilité	47
1.4. Capacité portante et tassement des fondations superficielles	52
1.4.1 Introduction	52
1.4.2. Capacité portante des fondations superficielles	53
1.4.2.1. Notion de Capacité portante des fondations superficielles	53
1.4.2.2. Calcul de la Capacité portante des fondations superficielles	55
1.4.2.3. Méthode de Abolfazl Eslam	63
1.4.3. Tassement des fondations superficielles	64

1.4.3.1. Introduction	64
1.4.3.2. Méthodes de calcul des tassements	68
1.5 Conclusion	77
CHAPITRE 2. CALCUL DE TASSEMENT DANS LES SOLS FINS A PARTIR DE L'ESSAI DE PÉNÉTRATION STATIQUE	
2.1 Introduction	79
2.1. Objectif	79
2.3. Méthodologie du travail	80
2.3.1 Collectes des données	80
2.3.2 Estimation du module élastique du sol	81
2.4 Approche bilinéaire empirique (BEA)	84
2.4.1 Loi de comportement	84
2.4.2. Corrélations entre les paramètres des essais œdométrique et pénétration statique	87
2.4.2.1. Corrélation entre $\sigma_c$ et $q_c$	88
2.4.2.2. Corrélation entre $M_0$ et $q_c$	89
2.4.3. Proposition de l'approche de calcul du tassement à partir de l'essai CPT	91
2.4.4. Étapes de calcul	91
2.5. Approche hyperbolique empirique	93
2.5.1. Introduction	93
2.5.2 Méthodologie de travail	94
2.5.2.1. Collecte des données	94
2.5.2.2. Estimation du module sécant du sol	94
2.5.2.3 Corrélation entre les paramètres des essais œdométrique et pénétration statique	99
2.5.2.3.1. Corrélation entre $\sigma_c$ et $q_c$	99
2.5.2.3.2. Corrélation entre $M_0$ et $q_c$	99
2.5.2.4. Critiques et conclusions	100
2.5.3 Proposition de l'approche à partir de l'essai CPT	101
2.6. Approche analytique	103
2.6.1. Introduction	103
2.6.2 Méthodologie et collecte des données	103
2.6.3 Estimation du module sécant du sol	103

2.6.3.1	Développement de l'expression de $M_0$	103
2.6.3.2	Développement de l'expression de $M/M_0$	105
2.6.3.2.1.	Développement de l'expression de $M/M_0$ pour $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$	105
2.6.3.2.2.	Développement de l'expression de $M/M_0$ pour $\sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_v$	106
2.6.4	Calcul du tassement	108
2.6.5	Analyse et comparaison des resultants	112
2.7	Conclusion	114
<b>CHAPITRE 3. CALCUL DE TASSEMENT DANS LES SOLS FINS A PARTIR DE L'ESSAIS DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE</b>		
3.1.	Introduction	116
3.2.	Objectif et stratégie du travail	116
3.2.1	Collectes des données	116
3.2.2	Estimation du module sécant	118
3.3.	Approche bilinéaire empirique	118
3.3.1	Corrélation entre les paramètres $\sigma_c/N_{20}$ et $M_0/N_{20}$	118
3.3.1.1.	Corrélation $\sigma_c/N_{20}$	118
3.3.1.2.	Corrélation $M_0/N_{20}$	118
3.4.	Proposition de l'approche de calcul du tassement à partir de l'essai DPT	119
3.5.	Approche hyperbolique empirique	121
3.5.1.	Présentation de la base de données	122
3.5.2.	Module sécant du sol	122
3.5.3.	Corrélation entre les paramètres des essais de pénétration dynamique et œdométrique	123
3.5.3.1	Corrélation entre $N_{20}$ et $M_0$	123
3.5.3.2	Corrélation entre $N_{20}$ et $\sigma_c$	124
3.5.4.	Calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT	124
3.6.	Approche analytique	126
3.6.1	Introduction	126
3.6.2	Calcul du tassement à partir de l'essai de pénétration dynamique	126
3.6.3	Analyse et comparaison des résultats	128
3.7.	Conclusion	129



## CHAPITRE 4. CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS A PARTIR DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION

4.1. Introduction	131
4.2. Objectif et Méthodologie	131
4.3. Collecte des données	132
4.4. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai DPT	132
4.4.1. Corrélations entre les paramètres des essais DPT-PMT	132
4.4.2. Corrélations $N_{20}/P_L$	133
4.4.3. Facteur de portance $K_d$	135
4.4.4. Validation de l'approche proposée	136
4.5. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai CPT	141
4.5.1. Corrélations entre les paramètres des essais CPT-PMT	141
4.5.2. Corrélations $q_c / P_L$	141
4.5.3. Facteur de portance $K_c$	142
4.5.4. Validation de l'approche propose	144
4.6. Conclusion	147

## CHAPITRE 5. MODÉLISATION PAR DIFFÉRENCES FINIS DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

5.1. Présentation du logiciel FLAC 2D	149
5.1.1. Introduction	149
5.1.2. Initialisation du modèle	149
5.1.3. Présentation des modèles constitutive	150
5.1.3.1. Modèle élastique	150
5.1.3.2. Modèle de Mohr-Coulomb	150
5.1.4. Analyse dynamique	151
5.1.4.1. Conditions aux limites	151
5.1.4.2. Amortissement mécanique	152
5.1.4.3. Définition du chargement	152
5.1.4.4. Stabilité du modèle	152
5.1.5. Analyse et traitement de données	153
5.2. Modélisation des fondations superficielles	153
5.2.1. Définition du problème de pénétration du cône	154

5.2.2. Modélisation du problème de pénétration statique du cône par FLAC	155
5.2.2.1. Analyse dimensionnelle	156
5.2.2.2. Résistance pénétrométrique	156
5.2.3. Caractéristiques mécaniques	157
5.2.3.1. Le matériau sol	157
5.2.3.2. Le matériau acier	158
5.2.4. Les éléments d'interfaces	158
5.2.5. Analyse des déformations du modèle	160
5.2.6. Calcul de la résistance de pointe et du facteur de cône	160
5.2.7. Interprétation et discussions des résultats	163
5.2.7.1. Effet de la profondeur	163
5.2.7.2. Effet des interfaces	165
5.2.7.3. Étude comparative	165
5.2.8. Modélisation du comportement des fondations superficielles	168
5.2.8.1. Analyse dimensionnelle	168
5.2.8.2. Présentation du modèle	169
5.2.8.3. Proposition de la method	171
5.2.8.4. Présentation des résultats	173
5.2.8.4.1. Semelle filante ( $L \gg B$ )	173
5.2.8.4.2. Semelle circulaire ( $L=B$ )	174
5.2.8.4.3. Effet des interfaces	176
5.2.8.5. Comparaison des résultats	178
5.2.8.5.1. Interfaces rugueuses	179
5.2.8.5.2. Interfaces lisses	180
5.2.9. Conclusion	181
CONCLUSION	
REFERENCES	

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	principe de l'essai de pénétration de Terzaghi	20
Figure 1.2	Schéma du pénétromètre statique	22
Figure 1.3	Le premier cône Néerlandais 1932	22
Figure 1.4	Cônes de pénétromètre mécanique	23
Figure 1.5	Exemple de présentation des résultats de pénétromètre statique	24
Figure 1.6	Estimation de la nature des sols d'après $q_c$ et $R_f$	25
Figure 1.7	Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT	25
Figure 1.8	Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT modifié	26
Figure 1.9	Schéma des principaux constituants d'un pénétromètre dynamique	29
Figure 1.10	Exemple de présentation des résultats de pénétromètre dynamique	33
Figure 1.11	Principe du Panda 3	34
Figure 1.12	Schéma de principe du pressiomètre de Ménard	36
Figure 1.13	Allure de la courbe préssiométrique (a) et courbe de fluage (b)	37
Figure 1.14	Mise en œuvre de l'essai œdométrique	38
Figure 1.15	Détermination de la contrainte de préconsolidation selon la méthode de Casagrande	40
Figure 1.16	Relation entre la résistance de pointe de l'essai CPT et la contrainte de préconsolidation	51
Figure 1.17	Relation entre la résistance de pointe de l'essai CPT et la contrainte de préconsolidation	51
Figure 1.18	mode de rupture d'une fondation, (i) rupture générale, (ii) rupture locale, (iii) rupture par poinçonnement	54
Figure 1.19	Courbe de chargement d'une fondation superficielle	54
Figure 1.20	Fondation superficielle	57
Figure 1.21	Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B	58

Figure 1.22	Définition de la pression limite nette $p_{le}^*$ dans un sol homogène	60
Figure 1.23	Facteur de portance préssiométrique selon le DTU 13-12	60
Figure 1.24	Abaque donnant les valeurs de $i_s$	61
Figure 1.25	Facteur de portance pénétrométrique selon le DTU 13-12	62
Figure 1.26	Facteur de corrélation de capacité portante $\bar{\alpha}$ pour relier $q_l$ à $q_{c,g}$	64
Figure 1.27	Habilité théorique de la méthode unidimensionnel de prédire le tassement final total	66
Figure 1.28	Facteur correcteur m pour tenir compte des déformations latérales	70
Figure 1.29	Modèle de tassement de Menard	72
Figure 1.30	Modules préssiométrique à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation	74
Figure 1.31	Distribution théorique et expérimentale du facteur d'influence de déformation verticale	76
Figure 1.32	Variation de $I_z$ avec la profondeur	77
Figure 2.1	Localisation des sites d'échantillonnage des sols argileux étudiés	81
Figure 2.2	Courbe de compressibilité d'un échantillon intact	82
Figure 2.3	Schéma explicatif d'une courbe de chargement 1D	83
Figure 2.4	Ajustement linéaire de $M/M_0$ en fonction de $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$ pour $\sigma'_v < \sigma_c$	85
Figure 2.5	Ajustement linéaire de $M/M_0$ en fonction de $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$ Pour $\sigma'_v > \sigma_c$	85
Figure 2.6	Corrélation effectuée entre $\sigma_c$ et $q_c$	88
Figure 2.7	Corrélation effectuée entre $M_0$ et $q_c$	90
Figure 2.8	Comparaison entre le tassement calculé $s^{CPT}$ et le tassement œdométrique $s^{Oed}$ avant calibration	92
Figure 2.9	Comparaison entre le tassement calculé $s^{CPT}$ et le tassement œdométrique $s^{Oed}$ après calibration	93
Figure 2.10	Courbe de chargement expérimentale 1D typique	94
Figure 2.11	Corrélation entre $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$ , $\frac{E}{E_0}$ pour le cas : $\sigma'_v < \sigma_c$	97
Figure 2.12	Corrélation entre $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$ et $\frac{E}{E_0}$ pour le cas : $\sigma'_v > \sigma_c$	98
Figure 2.13	Corrélation effectuée entre $\sigma_c$ et $q_c$	99
Figure 2.14	Corrélation effectuée entre $M_0$ et $q_c$	99
Figure 2.15	corrélation entre le tassement œdométrique et le tassement de	102

	consolidation calculer par l'essai CPT avant calibration	
Figure 2.16	consolidation calculer par l'essai CPT après calibration	103
Figure 2.17	Corrélation effectuée entre $C_s$ et $C_c$	111
Figure 2.18	Comparaison du tassement $s^{CPT}$ le tassement $s^{Oed}$ par ajustement linéaire	113
Figure 2.19	Comparaison du tassement $s^{CPT}$ le tassement $s^{Oed}$ par ajustement non linéaire	113
Figure 3.1	Localisation des sites d'échantillonnage des sols argileux étudiés	117
Figure 3.2	Corrélation effectuée entre $\sigma_c$ et $N_{20}$	118
Figure 3.3	Corrélation effectuée entre $M_0$ et $N_{20}$	119
Figure 3.4	Comparaison entre le tassement dynamique calculé $s^{DPT}$ et le tassement œdométrique $s^{Oed}$	120
Figure 3.5	Comparaison entre le tassement dynamique calculé $s^{DPT}$ et le tassement œdométrique $s^{Oed}$ après correction	121
Figure 3.6	Corrélation effectuée entre $M_0$ et $N_{20}$	123
Figure 3.7	Corrélation effectuée entre $\sigma_c$ et $N_{20}$	124
Figure 3.8	consolidation calculer par l'essai DPT et le tassement consolidation avant calibration	125
Figure 3.9	consolidation calculer par l'essai DPT et le tassement consolidation après calibration	126
Figure 3.10	Comparaison du tassement $s^{DPT}$ le tassement $s^{Oed}$	128
Figure 3.11	Comparaison du tassement $s^{DPT}$ le tassement $s^{Oed}$	129
Figure 4.1	Corrélation effectuée entre $N_{20}$ et $\rho_l$	134
Figure 4.2	Facteur de portance dynamique dans un sol fin	135
Figure 4.3	Effet de B/L sur $K_d$	136
Figure 4.4	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai DPT et PMT pour B/L=1	137
Figure 4.5	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai DPT et PMT pour B/L=0.5	138
Figure 4.6	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai DPT et PMT pour B/L=0.1	138
Figure 4.7	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai DPT et PMT pour B/L=1 après calibration	139

Figure 4.8	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai DPT et PMT pour $B/L=0.5$ après calibration	140
Figure 4.9	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai DPT et PMT pour $B/L=0.1$ après calibration	141
Figure 4.10	Corrélation effectuée entre $q_c$ et $p_l$	142
Figure 4.11	Facteur de portance statique	143
Figure 4.12	Effet de $B/L$ sur $K_d$	144
Figure 4.13	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai CPT et PMT pour $B/L=1$	145
Figure 4.14	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai CPT et PMT pour $B/L=0.5$	146
Figure 4.15	Comparaison entre la capacité portante calculé à partir de l'essai CPT et PMT pour $B/L=0.1$	146
Figure 5.1	Procédure du travail avec FLAC 2D	156
Figure 5.2	Différentes Phases de modélisation de l'essai de pénétration statique par FLAC 2D	159
Figure 5.3	Variation of du facteur du cône $N_k$ en fonction de la rigidité du sol $I_r$	164
Figure 5.4	Effet de la rugosité sur la variation de $N_k$ avec l'indice de rigidité $I_r$	165
Figure 5.5	Comparaison du facteur du cône avec d'autres études	166
Figure 5.6	Comparaison du facteur du cône avec d'autres études	167
Figure 5.7	Maillage et condition aux limites pour l'analyse de la semelle	170
Figure 5.8	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement	173
Figure 5.9	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement	174
Figure 5.10	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement	175
Figure 5.11	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement	176
Figure 5.12	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement	177
Figure 5.13	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement	178
Figure 5.14	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (interfaces rugueuses)	179
Figure 5.15	Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (interfaces lisses)	180
Tableau 1.1	Caractéristiques normalisées des appareils DPT	32
Tableau 1.2	La compressibilité du sol suivant son indice de compression	40
Tableau 1.3	Récapitulatif des valeurs de $E_m/q_c$	45

Tableau 1.4	Récapitulatif des valeurs de $E_m/q_c$ , d'après Vaillant et al.	45
Tableau 1.5	Coefficient $\alpha$ d'après Kerisel (1969)	49
Tableau 1.6	Valeurs du coefficient $\alpha$ pour les argiles et les limons	49
Tableau 1.7	Évaluation de la contrainte de préconsolidation	52
Tableau 1.8	valeur des facteurs de portance	58
Tableau 1.9	Comparaison du tassement totale	66
Tableau 1.10	Valeur du coefficient $\alpha'$	70
Tableau 1.11	Valeur de $\alpha$	72
Tableau 1.12	Valeur de $\lambda_c$ et $\lambda_d$	73
Tableau 2.1	Résumé des principales propriétés géotechniques des échantillons étudiés (CPT)	83
Tableau 2.2	Comparaison des valeurs du rapport $\sigma_c/q_c$ :	89
Tableau 2.3	Valeurs du coefficient $\alpha$ pour les argiles et les limons	90
Tableau 3.1	Résumé des principales propriétés géotechniques des échantillons étudiés (DPT)	117
Tableau 5.1	Propriétés des sols étudiés	157
Tableau 5.2	Propriétés de la tige en acier	158
Tableau 5.3	Comparaison du facteur du cône avec d'autres méthodes	166
Tableau 5.4	Comparaison du facteur du cône avec d'autres méthodes	167
Tableau 5.5	Comparaison du facteur $K_c$ avec celui trouvé par FLAC 2D pour des interfaces rugueuses	179
Tableau 5.6	Comparaison du facteur $K_c$ avec celui trouvé par FLAC 2D pour des interfaces lisses	180
Tableau 5.7	Comparaison du facteur $K_c$ trouvé par FLAC 2D avec celui trouver par la corrélation $K_c=K_p/3,62$ Pour une semelle rugueuse	181

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

ABE	Approche Bilinéaire Empirique
AHE	Approche Hyperbolique Empirique
ABA	Approche Bilinéaire Analytique
$\Delta\sigma_v$	L'augmentation de contrainte
$C_u$	Cohésion du sol non drainée
C	Cohésion du sol
$\gamma$	Poids volumique du sol
$K_0$	Coefficient des pressions des terres au repos
$\phi$	Angle de frottement du sol
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\gamma_{sat}$	Poids volumique saturé du sol
$\gamma'$	Poids volumique déjaugé
$\phi'$	Angle de frottement du sol drainé
$\sigma_{v0}$	La contrainte verticale initiale a la profondeur Z
$K_n$	Rigidité normale
$K_s$	Rigidité tangentielle
$u_r$	Déplacement relatif normal
$U_r$	Déplacement relatif tangentiel
$[C]_i$	Matrice d'interface
$I_r$	Indice de rigidité
$q_m$	Pression verticale moyenne
B	Largeur de la semelle
D	Ancrage de la semelle
L	Longueur de la semelle
$q_i$	Capacité portante
Q	La charge appliquée
$f\gamma, f_c, f_q$	Coefficients dépendant de la forme de la fondation
$N\gamma, N_c, N_q$	Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne $\phi$ du sol sous la base de la fondation
$s_c$	Tassement d'une consolidation primaire
$s_c^i$	Tassement d'une consolidation primaire d'une tranche i



$\nu$	Le coefficient de poisson
$e$	L'indice des Vides
$E$	Module d'Young
$G$	Module de cisaillement
$E, G$	Modules de Young et de cisaillement
OCR	Facteur de surconsolidation
$\tau$	Résistance au cisaillement
$C_c$	Coefficient de compression
$C_s$	Coefficient de surconsolidation
$\sigma_c$	Contrainte de préconsolidation
$\sigma_v'$	Contrainte effective totale
$\varepsilon_z$	Déformation verticale
$s^{CPT}$	Tassement calculé à partir de l'essai CPT
$s^{DPT}$	Tassement calculé à partir de l'essai DPT
$N_{20}$	Nombre de coups correspondants à la résistance dynamique en pointe $q_d$ à une profondeur $z$
$P_L$	Pression limite de l'essai PMT
$S_r$	Degré de saturation
$K_d$	Facteur de portance dynamique
$K_p$	Facteur de portance préssiométrique
$\alpha_L$	Coefficient d'amortissement
$V_y$	Vitesse suivant $y$
$H$	Longueur de la tige
$\phi$	Angle de frottement
$M$	Module de déformation tangent (module élastique)
$e_0$	Indice de vide initial
$e$	Indice de vide
$R$	Coefficient d'ajustement
$M_0$	Module de déformation initiale
$N_k$	Facteur de cône,
$q_c$	Résistance à la pénétration statique
$q_d$	Résistance à la pénétration dynamique
$K_c$	Facteur de portance pénétrométrique.

## INTRODUCTION

Le dimensionnement des fondations superficielles est l'un des critères fondamentaux dans la construction des ouvrages et leur sécurité. Ces fondations sont usuellement dimensionnées sur la base du tassement admissible ou de la capacité portante admissible.

Les documents techniques réglementaires Algériens DTR adoptent fidèlement les facteurs de portance préssiométrique, pénétro-statique et pénétro-dynamique du règlement français DTU 13-12.

L'appareillage et la réalisation des essais de pénétration statique et dynamique sont simples, comparativement à d'autres essais *in-situ*. Mais c'est l'essai de pénétration statique qui a été le sujet de nombreux travaux de recherche, depuis plus d'un demi-siècle, dans l'optique d'interpréter la réponse du sol à la pénétration de la pointe pénétrométrique, et d'en déduire les caractéristiques géotechniques. Une telle démarche a été initialement entreprise sous un aspect théorique en assimilant le pénétromètre à un pieu élancé, ce qui permet d'appliquer la théorie classique de capacité portante des pieux au pénétromètre. Par la suite, les études se sont diversifiées en se basant en général soit sur une modélisation physique de l'essai, soit sur une corrélation directe de la résistance en pointe pénétrométrique  $q_c$  avec les caractéristiques mécaniques du sol.

Notons que la littérature dans ce domaine est assez dépourvue en matière d'études théoriques en vue de l'interprétation des essais de pénétration, notamment les essais DPT et CPT, vu la complexité de l'interaction sol/appareillage pénétrométrique et l'aspect dynamique du phénomène de battage.

Ces essais présentent des avantages indéniables par rapport aux autres essais géotechniques au laboratoire, tel que l'essai de compressibilité œdométrique, en termes de rapidité de l'essai, de continuité du profil de rigidité du sol, d'applicabilité de l'essai à tous les types de sols rencontrés, et surtout du fait que les essais *in-situ* dispensent d'extraire des échantillons en vue de mener des essais au laboratoire.

Dans ce travail on se propose d'étudier, par le biais des outils de recherche disponibles, le comportement des fondations superficielles, dans le but de contribuer à l'amélioration des méthodes de dimensionnement des fondations superficielles. L'objectif est réalisé par l'étude de l'apport des essais de

pénétration statique et dynamique dans le calcul du tassement et de la capacité portante, en se basant sur le développement des corrélations définies empiriquement entre la résistance en pointe de ces essais in-situ et les caractéristiques œdométrique, afin de proposer une approche pratique pour le calcul du tassement et de la capacité portante à partir de ces essais. Ainsi la modélisation du phénomène de l'enfoncement statique de la pointe pénétrométrique sera étudiée.

Ce travail est ordonné en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique, traitants l'apport des essais CPT et DPT aux projets de fondations, ainsi que les travaux de corrélation réalisés sur ces essais.
- Le second chapitre vise à étudier les corrélations entre la résistance statique en pointe et les caractéristiques œdométrique afin de proposer une approche locale de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai CPT.
- Le troisième chapitre vise à étudier les corrélations entre la résistance dynamique en pointe et les caractéristiques œdométriques afin de proposer une autre approche locale de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai DPT.
- Le quatrième chapitre s'intéresse au calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des essais DPT et CPT.
- Le cinquième chapitre propose une brève description du logiciel FLAC 2D qui présente l'outil d'analyse du comportement des fondations superficielles par différences finies. Par la suite, il fera l'objet d'une modélisation des fondations superficielles par différences finies, où il se consacrera dans un premier temps à la modélisation de l'essai CPT en suite à la modélisation des semelles filantes et circulaire.

À la fin de ce mémoire, une conclusion générale est présentée tout en incluant les principales recommandations ainsi que les perspectives de futures recherches.

# CHAPITRE 1

## PRÉSENTATION DES ESSAIS IN-SITU UTILISÉS.

### CORRÉLATIONS ET CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

#### 3.1. Introduction

La reconnaissance géotechnique d'un sol est une étape très indispensable à mener en prévision de la réalisation d'un ouvrage, quelles que soient sa nature et son importance. Le bon fonctionnement de l'ouvrage est lié au bon déroulement de cette reconnaissance en matière d'étendue et de précision.

Cette reconnaissance consiste en la réalisation de différents types d'essais soit in-situ soit au laboratoire. On a remarqué le nombre important d'essais qui nous permettent de mieux reconnaître un sol. La nécessité d'effectuer ces essais dépend du paramètre qu'on cherche et dont on a besoin dans l'établissement de la relation entre la structure et le sol (tassement, capacité portante, pression...etc.). Dans notre cas, et dans ce premier chapitre, on traitera strictement des essais étudiés et utilisés dans cette recherche. A savoir :

1. Essai de pénétromètre statique (*CPT*).
2. Essais de pénétromètre dynamique (*DPT*).
3. Essais pressiométrique (*PMT*).
4. Essai de compressibilité (œdométrique).

On explicitera leur mode de fonctionnement, leur finalité et les paramètres qu'ils permettent d'obtenir. Dans ce contexte, on établira une synthèse la plus exhaustive possible de ces essais en passant en revue leur historique et surtout leurs inter-corrélations dont l'intérêt est de rattacher les caractéristiques connues d'un essai à celles, inconnues, d'un autre essai.

Le calcul du tassement et de la capacité portante des fondations superficielles à partir de ces essais in-situ s'avèrent ainsi la partie la plus importante et un inventaire des méthodes mises au point à ce jour se trouve fortement utile.

## 2.2. Présentation de quelques essais in-situ

### 2.2.1. L'essai de pénétration statique

C'est l'un des essais in situ le plus répandu dans le monde, il est relativement ancien et très usité dans le domaine du génie civil. L'idée d'enfoncer des tiges dans le sol pour mesurer sa résistance est très ancienne, elle s'est développée par Collin en 1846 [32], qui a utilisé une aiguille type Vicat de 1mm de diamètre et pesant 1 Kg pour mesurer la cohésion de différents types d'argile de consistance variée.

Suite aux progrès réalisés dans le domaine de la géotechnique, plusieurs travaux ont été entrepris pour le développement de cette méthode d'investigation.

Dans ce cadre, le développement de cet essai débute en 1932 aux Pays-Bas aux laboratoires de mécanique des sols de Delft. Entre 1932 et 1937, P.Barentsen met au point le premier pénétromètre statique qui s'est rapidement épanoui du fait de son caractère pratique et de son interprétation facile [32], [1].

De son côté, Terzaghi, en 1953, fait appel aux expériences qui remontent en 1929 aux U.S.A (N.Y) pour la détermination de la résistance à la pénétration des sables en utilisant le pénétromètre statique. Son expérience visait de déterminer certaines caractéristiques d'un dépôt de sable glacial de 30 m d'épaisseur sur une roche.

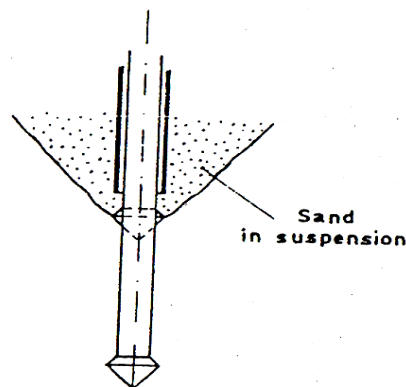


Figure 1.1 : Le principe de l'essai de pénétration de Terzaghi [33]

Le principe de cet essai consiste en la mesure de la réaction du sol lorsqu'on lui enfonce un cône de façon continue par le moyen d'un train de tige soumis à un effort. Selon les mesures qu'on veut obtenir, il y a deux types d'appareils pour cet essai :

- Les pénétromètres à cône mobile : dans ce type d'appareils, le cône se déplace indépendamment des tiges, ce qui nous permet d'obtenir les différentes mesures à savoir, la résistance en pointe et la résistance au frottement, séparément. Parmi ce type d'appareils on trouve les pénétromètres hollandais (Gouda) Meurisse, Haefeli, Fehlmann, Gamski, Franki et Silétanche.
- Les pénétromètres à cône fixe : dans lequel le cône et le fût n'ont aucun mouvement relatif. Citons à titre d'exemple les pénétromètres Frankipfahl, Andina et C.E.B.T.P.FONDASOL.

L'attention est attirée sur l'existence d'un autre type de pénétromètre statique puisque plusieurs organismes ont conçu leurs propres appareillages [32].

Le pénétromètre statique s'applique à tous les sols fins et grenus dont le diamètre moyen ne dépasse pas 20 mm [39]. Toutefois, il a été démontré que la résistance du cône est grande dans les sables et faible dans les argiles, contrairement au coefficient de frottement.

Selon Cassan, cet essai est à éviter dans les sols à caractère argileux et marneux et à considérer avec réserve dans les sols grenus [32].

Cet essai a trois applications principales dans le processus d'investigation de site [1] :

1. Détermination de la stratigraphie du sous-sol
2. Détermination des matériaux présents.
3. Estimation des paramètres géotechniques.

Les résultats de cet essai peuvent être utilisés dans la conception d'ouvrages s'ils sont vérifiés localement et corrélés. L'essai doit être également échantillonné, accompagné de forage et testé plusieurs fois afin de vérifier les corrélations locales, de bien préciser l'identification du sol et de compléter les informations là où l'interprétation est difficile.

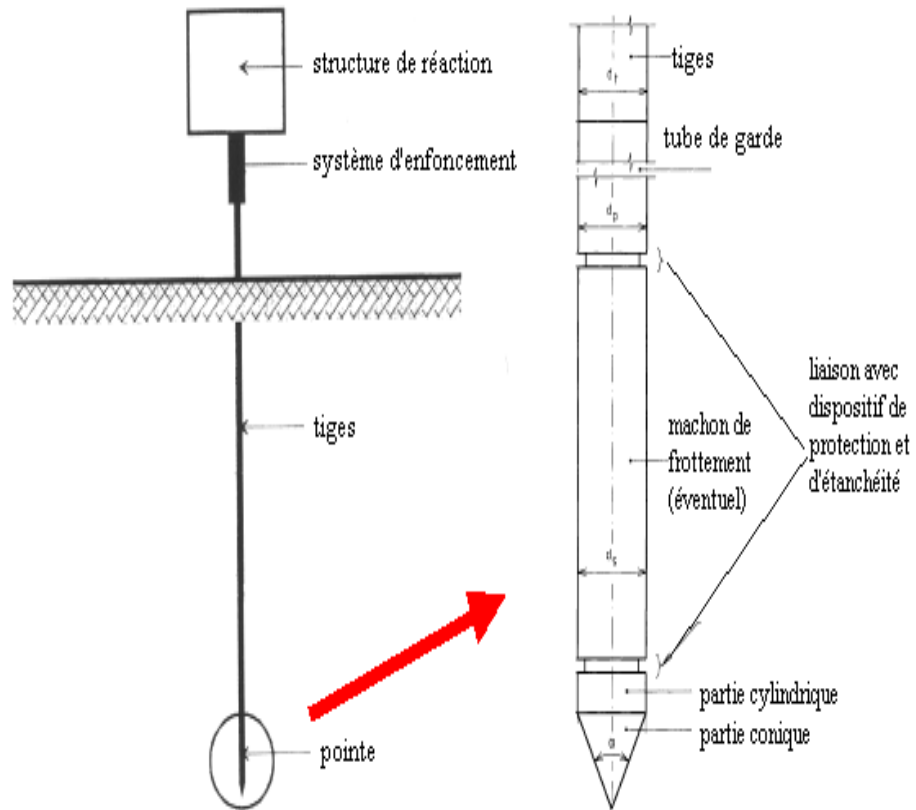


Figure 1.2 : Schéma du pénétromètre statique [68]

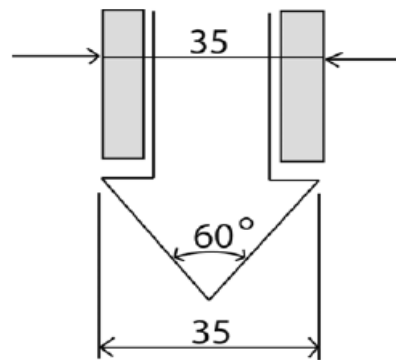


Figure 1.3 : Le premier cône Néerlandais 1932 (Sanglerat, 1972) [63]

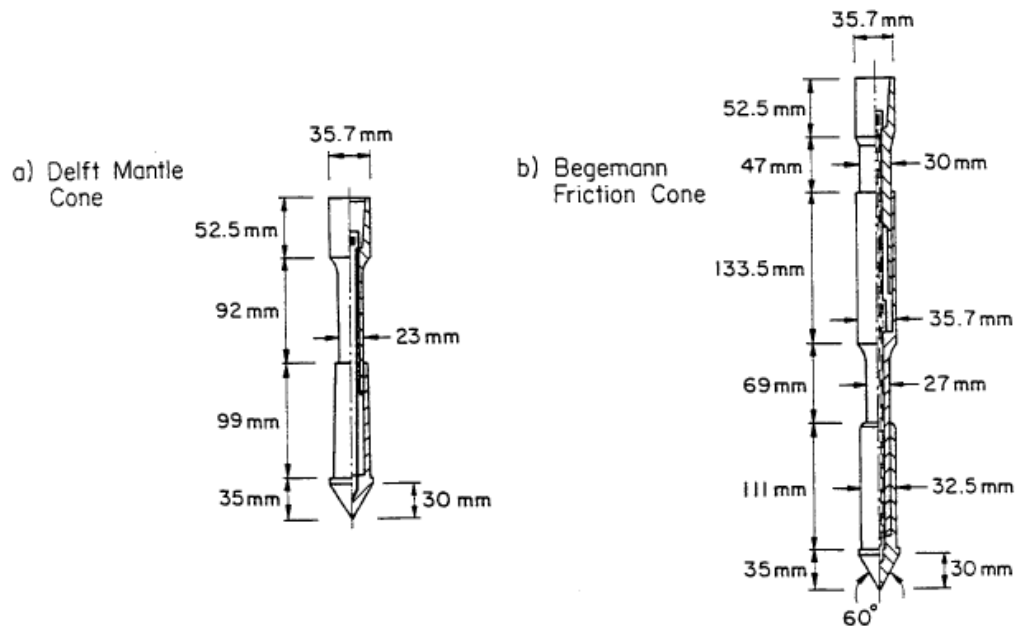


Figure 1.4 : Cônes de pénétrömètre mécanique [61]

Le premier pénétrömètre statique pouvait mesurer uniquement la résistance en pointe [62]. Récemment, il a été possible d'effectuer les mesures des pressions interstitielles en pointe au cours de l'essai pénétrömétrique grâce à un dispositif de mesure dont l'appareil est équipé. Ce nouvel appareil, baptisé piézocône [34], a ouvert d'autres horizons de recherche grâce à la possibilité qu'il offre en matière de mesure des contraintes effectives, ce qui a intéressé des chercheurs comme Seed (1983) et Parez (1988) qui ont entrepris, les premiers, une réflexion relative au phénomène de liquéfaction des sables lors d'un séisme [5].

La profondeur que l'essai de pénétration statique peut atteindre est estimée à 40 m dans les terrains peu résistants, au delà le risque de flambement se fait sentir [6].

La normalisation de l'essai débute en 1957, année où s'est tenue le 4<sup>ème</sup> congrès international de mécanique des sols à Londres [34]. Le projet de norme mondiale sur l'essai de pénétration statique est né en 1989 lors du 12<sup>ème</sup> congrès international de mécanique des sols à Rio de Janeiro, au Brésil, après approbation des recommandations émises en 1988 pendant le 1<sup>er</sup> symposium international à Orlando (Florida) sur les essais de pénétration ISOPT-1.

Les résultats de l'essai de pénétration statique sont présentés sous la forme d'un graphique (voir figure 1.5) représentant la résistance de pénétration du cône  $q_c$



en MPa et le frottement latéral unitaire  $f_s$  en fonction de la profondeur, en plus du rapport du frottement  $R_f=f_s/q_c$  et  $I_f= q_c/f_s$  qui est appelé l'indice de frottement [39]. Ces résultats sont calculés comme suit :

$$q_c = Q_c / A_c$$

$Q_c$ : L'effort total sur le cône ;  $A_c$ : la surface de la base du cône

$$f_s = Q_s / A_s$$

$Q_s$ : L'effort nécessaire pour l'enfoncement du manchon de frottement ;  $A_s$ : surface latérale

$$Q_s = Q_t - Q_c$$

$Q_t$ : L'effort total de pénétration

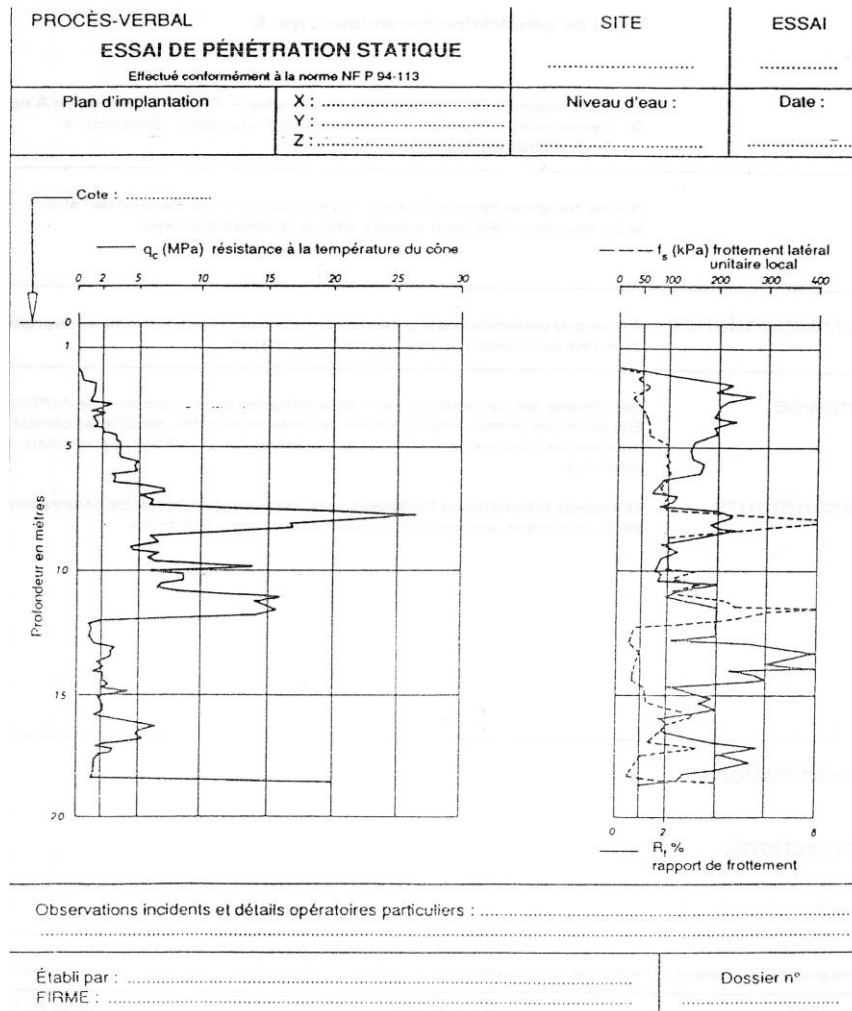


Figure 1.5 : Exemple de présentation des résultats de pénétromètre statique

Cet essai présente de nombreux avantages, comme la possibilité de déterminer la lithologie du sol lorsque le contexte géologique est connu, d'apprécier son homogénéité et de dimensionner les fondations y compris les fondations profondes [39]. Il offre également la possibilité d'avoir une idée sur la nature du sol à partir de  $q_c$  et  $R_f$  en utilisant les abaques de Schmertmann 1969 ou le graphique de Robertson et al. 1986, mis à jour par Robertson, 2010 [63].

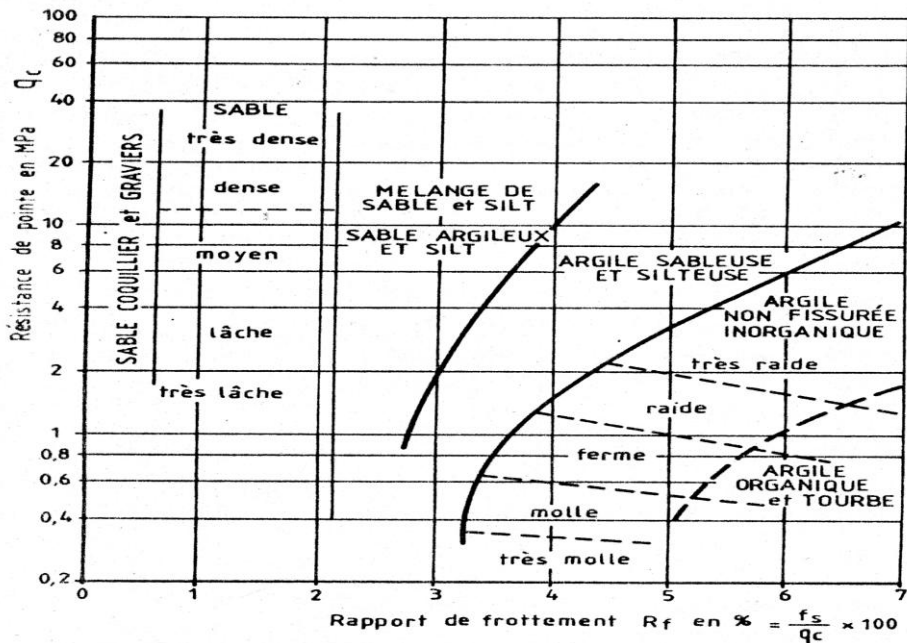
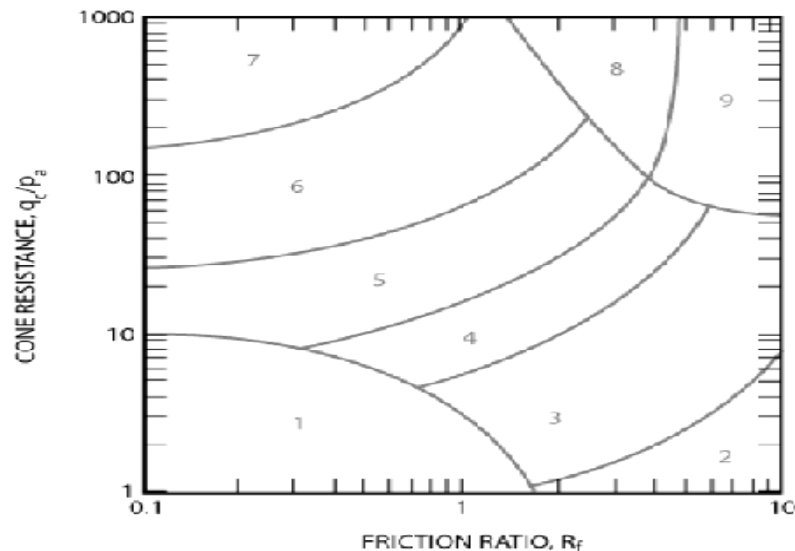


Figure 1.6 : Estimation de la nature des sols d'après  $q_c$  et  $R_f$



Cône résistance : Résistance du cône

Friction ratio : Rapport de frottement

Figure 1.7 : Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT (Robertson et al., 1986 mises à jour par Robertson 2010) [63]

Zone	Type du sol
1	Fin, fin grenu
2	Sol organique, Argile
3	Argile, Argile limoneuse à Argile
4	Mixtures limon – limon argileux à argile limoneuse
5	Mixtures sable – sable limoneux à limon sableux
6	Sables – sable propre à sable limoneux
7	Sable graveleux à sable dense
8	Sable très rigide à sable argileux *
9	Grains fins très rigides *

\* Très sur consolidés ou cimenté

$P_a$  = Pression atmosphérique = 101.325 kPa

Ce graphique a été normalisé par Robertson, 1990 et Robertson, 2010. Il est représenté sur la figure ci-dessous :

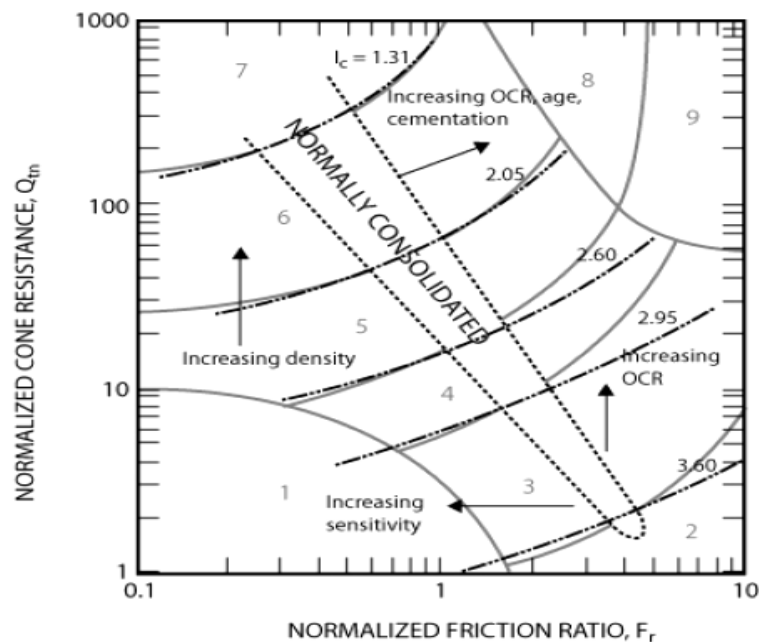


Figure 1.8 : Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT modifié  
[63], [64]

Normalized cone resistance : Résistance du cône normalisée

Normalized friction ratio : Rapport de frottement normalisé

Normally consolidated : Normalement consolidé

Increasing OCR, âge, cementation : OCR croissant, âge, cimentation

Increasing density : densité croissante

Increasing sensitivity : sensibilité croissante

Zone	Type du sol	$I_c$
1	Fin, fin grenu	N/A
2	Sol organique, Argile	> 3.6
3	Argile, argile limoneux à argile	2.95-3.6
4	mélange limon – limon argileux à argile limoneuse	2.60-2.95
5	mélange sable – sable limoneux à limon sableux	2.05-2.60
6	Sables – sable propre à sable limoneux	1.31-2.05
7	Sable graveleux à sable dense	<1.31
8	Sable très rigide à sable argileux *	N/A
9	Grains fins très rigides *	N/A

\* Très sur consolidés ou cimenté

$P_a$  = Pression atmosphérique = 101,325 kPa

Du fait de sa large utilisation, les ingénieurs se sont familiarisés avec les différentes informations qu'il fournit.

Cependant, cet essai a aussi ces inconvénients, comme l'impossibilité d'obtenir des échantillons. Aussi, dans les sols fins, la profondeur de pénétration peut dépasser les 100 m [1] tout en gardant la verticalité des tiges, contrairement aux couches de graviers condensés, les roches et les sables denses qui limitent la pénétration en déviant les tiges et endommageant le cône.

Peu d'information est obtenue sur la compressibilité des sols, ce qui n'empêche pas que certains chercheurs ont pu établir des corrélations entre le module œdométrique et  $q_c$ , élément qu'on exposera plus en détail ultérieurement.

Enfin, malgré les recherches effectuées dans le but de la détermination de la nature du sol, il faut préciser que cet essai ne fournit pas une description précise du type du sol en décrivant sa granulométrie, cependant c'est un bon guide pour l'évaluation de sa résistance et de sa rigidité (comportement).

### 2.2.2. L'essai de pénétration dynamique

C'est un essai dont la première expérience remonte aux 17<sup>ème</sup> siècle en Allemagne [5]. Il a été initialement conçu pour obtenir des données qualitatives sur la résistance à la pénétration du sol, et particulièrement la détermination de la compacité des sols pulvérulents qui sont habituellement difficiles à échantillonner [33].

De nos jours, on compte plus de 60 pays dont 20 en Europe utilisant couramment l'essai de pénétration dynamique.

D'après Wamberk, le rendement d'un essai géotechnique in-situ dépend de trois facteurs principaux [23] :

- Sa capacité d'identification du sol.
- Son aptitude à déterminer les caractéristiques mécaniques du sol.
- La possibilité qu'il offre dans la détermination directe d'une propriété globale du sol, comme sa portance.

Manifestement, ce n'est pas le cas pour l'essai de pénétration dynamique, et malgré ces défaillances, cet essai reste le premier essai utilisé dans l'histoire des essais in-situ, et persiste à ce jour à l'être.

Apparemment, c'est la simplicité qui est la réponse à cette contradiction. Simplicité de l'appareillage qui est facilement réalisable et manipulable et celle de l'essai et de son mode opératoire, ce qui ne complique pas son utilisation et le rend accessible.

Vu son avantage économique, cet essai est le plus utilisé. Il permet de couvrir le maximum du site étudié et par conséquent d'avoir le maximum d'informations sur ce site.

Cet essai est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm (sols pulvérulents) [65], [39]. Cependant, les influences dues à l'appareillage et aux conditions géotechniques sont à prendre en considération comme : l'influence de la nature du sol, des familles de sol, des caractéristiques du sol et la présence de la nappe d'eau qui influe énormément sur les résultats de l'essai particulièrement dans les sols fins.

Pour ce qui est de l'influence de l'appareillage, on note l'influence du diamètre de la pointe, la longueur de la tige, l'inclinaison des tiges et les pertes d'énergie propres au dispositif de battage [3].

Le domaine d'utilisation de cet essai s'est élargi, notamment après son développement, il est actuellement utilisé pour - citant à titre d'exemple - : [15], [16] [4] :

- Zoner le site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude à recevoir une construction donnée.
- Définir le toit d'un substratum rocheux.
- Étudier la pénétrabilité des pieux et des rideaux de palplanches.
- Orienté le choix de fondations.

- Évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes quand on dispose d'informations complémentaires.
- Contrôler l'homogénéité d'un site.
- Localiser les cavités ou autres discontinuités.

Le principe de 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  $N_{dh}$  nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur  $h$ .

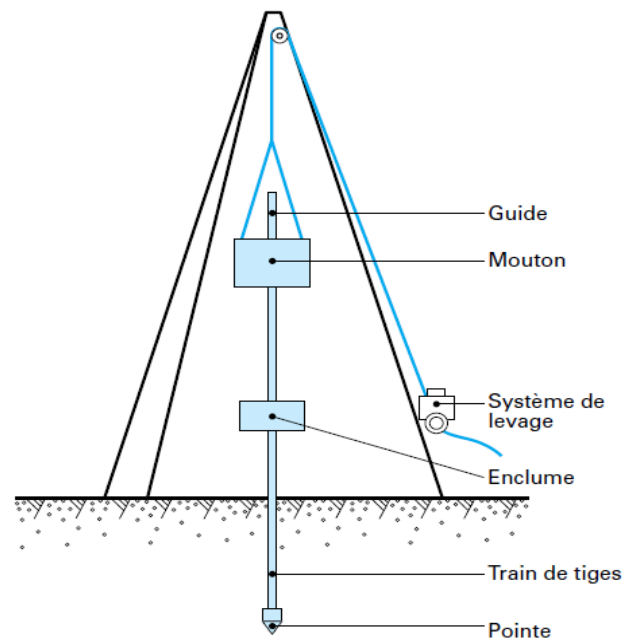


Figure 1.9 : Schéma des principaux constituants d'un pénétromètre dynamique [40]

L'essai permet de mesurer la résistance dynamique de pointe  $q_d$  à la pénétration en Pascal, sous l'action du choc du mouton, qui est donnée par l'expression suivante appelée formule des Hollandais [33], [40] :

$$q_d = \frac{m \times g \times H}{A \times e} \times \frac{m}{m + m'} \quad (1.1)$$

$$e = \frac{h}{N_{dh}}$$

Où :

$m$  : la masse du mouton en Kg

$H$  : la hauteur de chute du mouton

$g$  : l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$

$A$  : l'aire de la section droite de la pointe en  $m^2$

$e$  : est l'enfoncement par coup en m

$N_{dh}$  : nombre de coups de mouton nécessaire pour un enfoncement  $h$  de la pointe

$h$  : hauteur de pénétration sous un nombre de coups  $N_{dh}$

$m'$  : la masse cumulée en Kg

Le terme de la pointe est surestimé avec cette formule [32].

Afin d'estimer la capacité portante d'un pieu, un facteur  $e_1$  doit être introduit dans le dénominateur afin de prendre en compte la compression élastique du pieu.

La formule des Hollandais devient :

$$q_d = \frac{m \times g \times H}{A \times (e + e_1)} \times \frac{m}{m + m'} \quad (1.2)$$

Cette formule est appelée aux USA, la nouvelle formule d'ingénierie [33].

L'attention est attirée à ce que ce facteur est difficile à estimer en pratique.

Malgré sa large utilisation dans le monde, H.Gonin (1999) [66] a critiqué cette formule, et suite à une analyse qu'il a effectuée, il a pu détecter une erreur commise lors de son établissement. Cette erreur consiste en la manière arbitraire de considérer une perte d'énergie du système mouton-tige [66]. D'après Gonin (1999), cette formule résulte d'un raisonnement, elle ne repose ni sur une base expérimentale, ni sur une base valide. Le raisonnement sur lequel elle repose est le suivant : une masse  $m$  (mouton) tombe sur une tige de masse  $m'$  d'une hauteur

$H$ . La vitesse à l'impact est :  $V_m = \sqrt{2gH}$ .

Juste avant le choc, la quantité de mouvement totale égale à  $mV_m$ , la tige étant immobile.

Après le choc, la conservation de la quantité de mouvement permet de calculer la vitesse  $V$  de l'ensemble solidaire : mouton et tige. Leur énergie cinétique est utilisée pour la pénétration. Si la résistance du milieu est constante et égale à  $q_d$  et l'enfoncement est égal à  $S$ , on peut écrire l'équation (1.1). Ce raisonnement ne respecte pas les principes fondamentaux de la mécanique rationnelle. Gonin dans sa critique a pu démontrer que la formule des Hollandais ne fait pas intervenir le temps qui est un paramètre important dans le transfert d'énergie. Avant, après et pendant le transfert, l'énergie totale (quantité de mouvement + énergie) est

conservée. Or on ne prend en compte que la quantité de mouvement ce qui fait abstraction de l'énergie de compression emmagasiné dans l'onde née du choc.

L'introduction de cet essai aux USA n'a été acceptée qu'en début des années 1980, suite à l'étude de Yoder, Shurig et Colucci-Pios [65]. Cette étude a présenté des relations entre le DPT et le CBR.

Il existe une grande variété de pénétromètres dynamiques. En Algérie, on utilise principalement le pénétromètre dynamique type BORRO-B2 et le SERMES [34].

Le BORRO-B2 a les caractéristiques suivantes :

- Masse du mouton : 63.5 Kg
- Hauteur de chute : 50 cm
- Enfoncement de référence : 20 cm
- Diamètre des tiges : 45/32 mm
- Diamètre du cône : 45 mm

Cette multitude d'appareillages a donné naissance au projet de normalisation de cet essai mis au point en même temps que l'essai de pénétration statique déjà cité et bien d'autres essais.

De nos jours, Il existe une vingtaine de documents officiels réglementant cet essai [34], à l'image des normes françaises de 1995. Les deux types de pénétromètres dynamiques pris en considération sont :

- Le pénétromètre dynamique type A [39] : C'est l'appareil de référence dans lequel le frottement entre la tige et le sol est rendu négligeable grâce à l'injection d'une boue de forage à proximité de la pointe, il peut atteindre une profondeur de 30 m et la hauteur nécessaire pour faire pénétrer la pointe est de 10 cm.
- Le pénétromètre dynamique type B [39] : C'est le plus simple et le plus économique, mis en œuvre sans boue de forage. On évalue le frottement éventuel entre la tige et le sol en mesurant le couple nécessaire pour entraîner la rotation du train de tiges à l'aide d'une clé dynamométrique. Ce type d'appareillage ne peut dépasser une profondeur de 15 m, à cause du frottement latéral qui se développe sur les tiges et la hauteur nécessaire pour faire pénétrer la pointe est de 20 cm.

Ci-dessous, un tableau qui présente les caractéristiques normalisées des appareils DPT :



Tableau 1.1 : Caractéristiques normalisées des appareils DPT [34]

	DPL	DPM	DPH	DPSH
Masse du mouton (Kg)	10 ± 0.10	30 ± 0.30	50 ± 0.50	63.5 ± 0.50
Hauteur de chute (m)	0.5 ± 0.10	0.5 ± 0.10	0.5 ± 0.10	0.75 ± 0.02
Masse enclume + guide des tiges (Kg)	6	8	18	30
Rebond max (%)	50	50	50	50
Élancement du mouton	1+2	1+2	1+2	1+2
Diamètre de l'enclume (mm)	100+D/2	100+D/2	100+D/2	100+D/2
Longueur de tige (m)	1 ± 0.1%	1 ± 0.1%	1+2 ± 0.1%	1+2 ± 0.1%
Masse de la tige (Kg/m)	3	6	6	8
Déviation max de la tige (de 0 à 5 m)	1%	1%	1%	1%
Déviation max de la tige (après 5m)	2%	2%	2%	2%
Diamètre externe de la tige (mm)	22 ± 0.2	32 ± 0.3	32 ± 0.3	32 ± 0.3
Diamètre interne de la tige (mm)	6 ± 0.2	9 ± 0.2	9 ± 0.2	-----
Angle du cône (°)	90	90	90	90
Aire de la section (cm <sup>2</sup> )	10	10	15	20
Diamètre du cône neuf (mm)	35.7 ± 0.3	35.7 ± 0.3	43.7 ± 0.3	50.7 ± 0.5
Diamètre du cône usé (mm)	34	34	42	49
Longueur du manchon (mm)	35.7 ± 1	35.7 ± 1	43.7 ± 1	50.5 ± 2
Nombre de coups	N10	N10	N10	N20
Enfoncement fixé (mm)	10	10	10	200
Plage normale de battage	3 + 50	3 + 50	3 + 50	5 + 100
Énergie spécifique par coup (KJ/m <sup>2</sup> )	50	150	167	238

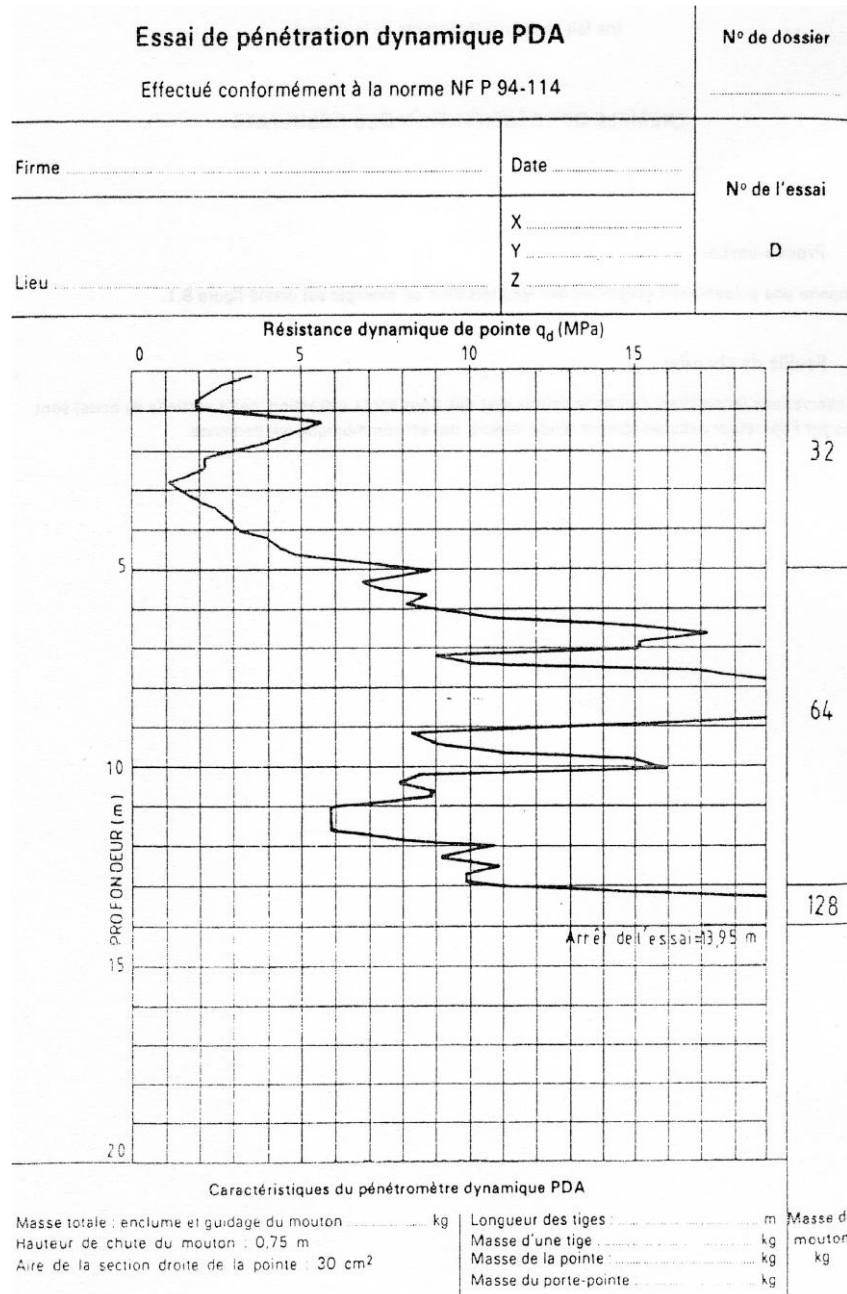
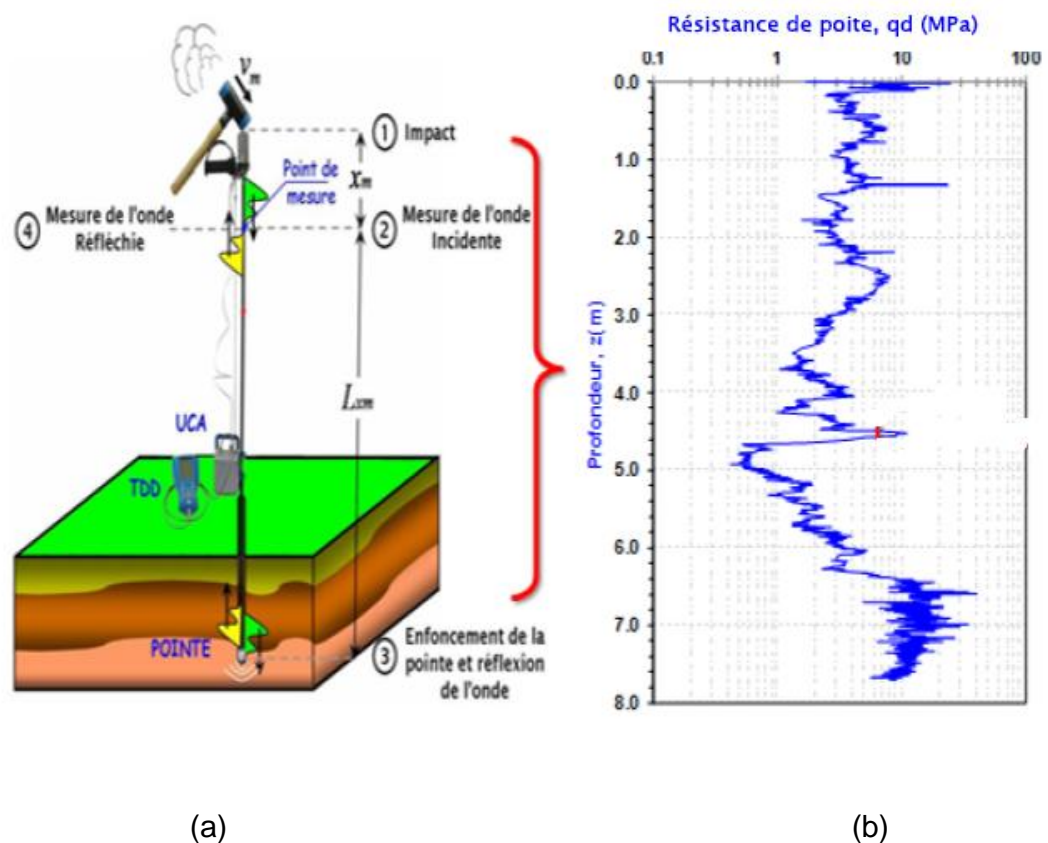


Figure 1.10 : Exemple de présentation des résultats de pénétromètre dynamique [34]

On trouve aussi les normes DIN [146] de l'Institut Allemand de normalisation. Malgré sa réputation limitée dans les normes Françaises, l'essai de pénétration dynamique est très bien vu dans les normes Allemandes, qui ne signalent aucune limitation, sauf la prise en considération des différents cas de figures, comme : la nature du sol, la grosseur des grains, la nappe souterraine...etc. La norme DIN 4094 [146] donne des relations pour estimer le module œdométrique sur la base des résultats des essais de pénétrations dynamiques pour les sols grossiers [64].

Il y a aussi, la norme internationale qui met en évidence quatre types d'essai DPT selon la taille du cône et l'énergie de battage qu'on peut facilement trouver dans la littérature.

La standardisation de cet essai continu au fur et à mesure de la mise au point des nouveaux appareillages relatifs à la réalisation de cet essai. Citons à titre d'exemple l'appareillage le plus récent qui est le pénétromètre dynamique type PANDA.



(a) (b)  
Figure 1.11 : Principe du Panda 3 [87]  
(a) propagation d'ondes, (b) pénétrogramme de résistance

Il a été standardisé en 2000 (Norme NF XP P 94-105). La première génération de cet appareillage a vu le jour en 1992 et, depuis, il n'a pas cessé de se développer. En 2007, l'appareil est devenu un outil indispensable pour les géotechniciens vu les avantages qu'il offre tels que :

- évaluer les épaisseurs des couches
- Contrôler les pressions de fondations admissibles et avis de fondation.

En plus, grâce à son format compact (coffre de 25 kg), cet appareil de mesure est extrêmement mobile et idéal pour une étude sur terrain inaccessible pour les machines de sondages classiques (caves, hauteur limitée, jardins clos, pentes très raides).

Cet essai consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges métalliques complété par une pointe perdue (avec un angle au sommet de  $60^\circ$  et une section à la base de  $4 \text{ cm}^2$ ), à une vitesse variable et à l'aide d'un marteau de masse normalisée. Pour chaque coup donné sur la tête de battage, des capteurs mesurent la valeur de l'enfoncement de la pointe et la vitesse de frappe au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie fournie.

Un boîtier électronique enregistre toutes ces informations et calcule la résistance dynamique de la pointe ( $q_d$ ) en fonction de la profondeur. Ces valeurs sont affichées immédiatement sur le display du boîtier.

Plusieurs études ont démontré que cette résistance de la pointe dynamique ( $q_d$ ) s'apparente assez fortement à la résistance de pointe ( $q_c$ ) obtenue par essai de pénétration statique CPT (cône mécanique) [41], ce qui rend les méthodes de calcul classiques CPT utilisables, chose qui est considérée comme une révolution pour ce type d'essai qui a été pendant long temps marginalisé et limité dans son utilisation.

### 2.2.3. L'essai Préssiométrique

L'idée de la réalisation d'un essai de chargement horizontal est relativement ancienne, elle remonte vers les années 1930, grâce à l'Allemand Kœgler qui l'avait mis au point [32]. Par la suite, elle fut reprise par plusieurs chercheurs.

Mais c'est à Louis Ménard que revient le mérite de la mise au point du premier préssiomètre en 1957 qui est un appareillage conçu pour effectuer divers essais de chargement radial dans un forage, et dont le développement depuis lors a pris une ampleur considérable.

L'essai consiste à introduire dans un forage une sonde dilatable radialement moyennant l'eau injectée sous la pression du gaz comprimé. L'application d'une pression permet à l'eau de descendre dans la sonde de mesure par l'intermédiaire des tubes, ce qui la fait dilater. Cette dilatation permet d'exercer sur les parois du forage un champ de contrainte cylindrique et uniforme,

on peut donc étudier le champ de déformation grâce à un dispositif de mesure en fonction des pressions et du temps (voir Figure 1.12) [32].

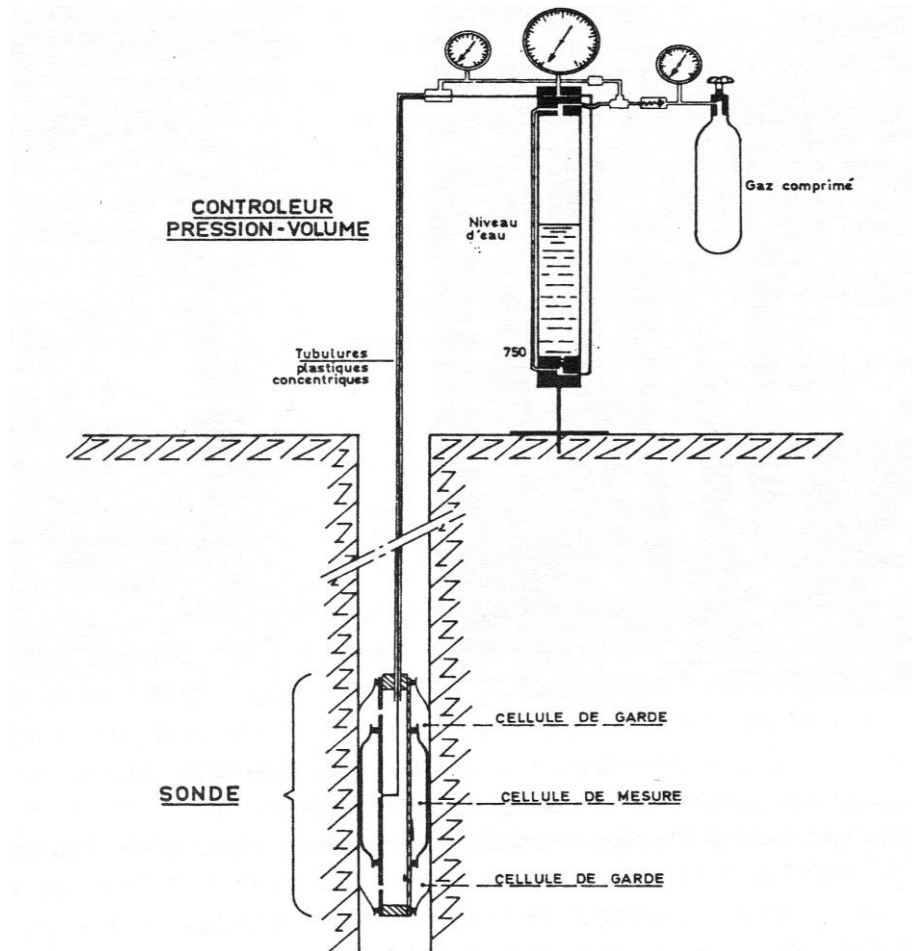


Figure 1.12 : Schéma de principe du pressiomètre de Ménard [34]

La réalisation du forage préssiométrique dépend de la nature du sol, de son état et de la présence éventuelle d'une nappe d'eau [34]. Suite à la réalisation de l'essai, les résultats obtenus peuvent se traduire par deux courbes [32] :

- La première est obtenue en portant en abscisses les pressions et en ordonnées les déformations volumiques en fin de palier (voir Figure 1.13 (a)).
- Une deuxième courbe, appelée de fluage est obtenue en portant en abscisses les pressions et en ordonnées les déformations de fluage correspondantes (voir Figure 1.13 (b)).

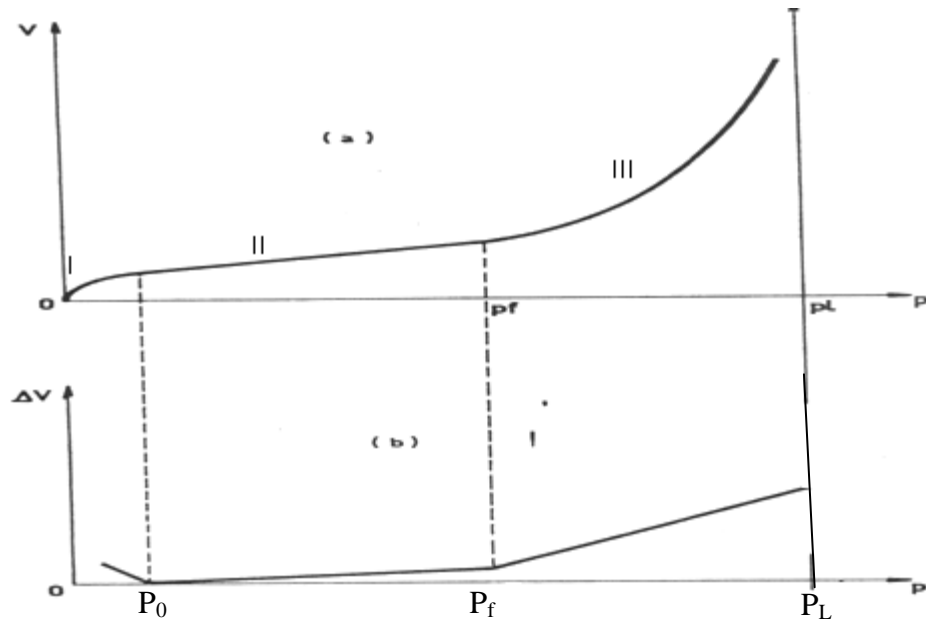


Figure 1.13 : Allure de la courbe préssiométrique (a) et courbe de fluage (b)

[34]

(Des corrections éventuelles peuvent être portées sur ces courbes).

On remarque clairement que la courbe présentée sur la figure 1.13 (a) est divisée en trois parties. La partie I, correspond à la mise en pression de la sonde et le début de son contact avec les parois de forage. La partie II, est la phase pseudo-élastique où la relation contrainte-déformation est linéaire et dont la pente de cette droite correspond au module préssiométrique noté  $E_m$  ou encore appelé module de Ménard [34]. Comme on va le voir ultérieurement, ce module joue un rôle important dans les calculs de tassements et des fondations.

Il est défini par la relation :

$$E_m = \frac{2 \times (1 + \nu) [V_s + (V_1 + V_0) / 2] (P_1 - P_0)}{(V_1 - V_0)} \quad (1.3)$$

$\nu$  est le coefficient de Poisson,  $V_s$  est le volume initial de la sonde et  $P_0$ ,  $V_0$  et  $P_1$ ,  $V_1$  sont respectivement les points de début et de la fin de la phase pseudo-élastique (phase II). La pression de fluage correspond à la fin de cette phase.

Enfin, la partie III, qui correspond à la phase de grands déplacements (rupture du sol) et dont la fin équivaut à la pression limite  $P_L$ .

Conventionnellement,  $P_L$  correspond à un volume du forage double du volume initial plus le volume de la sonde [5], [15].

Cet essai est utilisé dans tous les types de sols naturels ou artificiels, qu'il soit saturé ou non, y compris les roches [39].

La bonne réalisation de l'essai permet d'obtenir la pression limite préssiométrique  $P_l$ , le module préssiométrique  $E_m$  et la pression de fluage  $P_f$ .

#### 2.2.4. L'essai Oedométrique [8], [25], [42]

Pour assurer la stabilité d'une construction, il est nécessaire (après avoir déterminé les contraintes qui peuvent exister dans les matériaux et vérifier qu'elles sont inférieures aux valeurs admissibles) de contrôler que les déformations qui en résultent dans le sol n'entraînent aucun désordre pour la construction en étudiant le phénomène consolidation.

La consolidation est le phénomène de réduction du volume d'une couche d'un sol saturé soumis à des charges verticales qui proviennent souvent des constructions, ce phénomène de consolidation engendre en même temps un tassement. Cette réduction de volume qui est aussi appelée compressibilité est à étudier par l'essai œdométrique, qui consiste à soumettre un échantillon d'un sol fin et saturé à une série de surcharges verticales et de suivre l'évolution des déformations verticales en empêchant toute déformation latérale.

L'échantillon de sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent de drainer le sol, dans une moule œdométrique (voir Figure 1.14) qui empêche les déformations latérales, on applique une série de pressions verticales et on suit l'évolution des déformations verticales du matériau en fonction du temps, à l'aide des comparateurs.

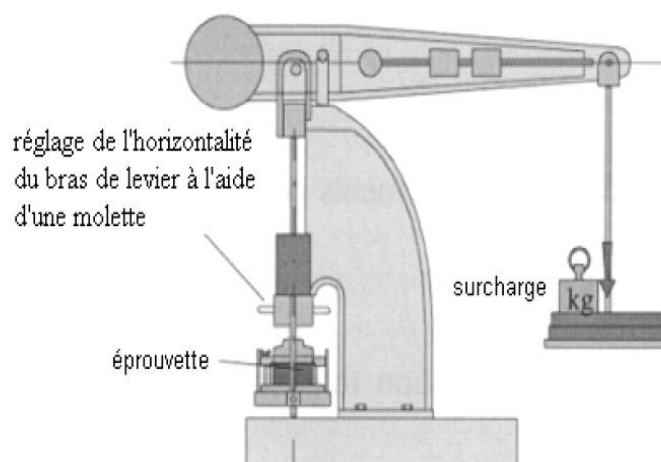


Figure 1.14 : Mise en œuvre de l'essai œdométrique [68]

En ce qui concerne l'explication des différents composants de cet appareil et le mode de réalisation de cet essai on peut se référer soit aux normes en vigueur soit aux nombreux ouvrages disponibles dans la littérature. Ce qui nous intéresse dans cette partie, est de donner un bref aperçu sur les différents résultats obtenus à partir de cet essai et leur signification.

À partir de cet essai, on peut tracer sur un graphique semi-logarithmique la variation de l'indice des vides  $e$  en fonction du logarithme décimal de la pression appliquée  $\sigma_v'$ . Cette courbe appelée courbe de compressibilité est composée de deux parties, la première étant légèrement curviligne, et la deuxième est quasi linéaire.

Physiquement parlant, la première partie indique une légère variation de l'indice des vides en fonction des contraintes appliquées.

Au-delà d'une certaine valeur de  $\sigma_v'$  qu'on appelle contrainte de préconsolidation  $\sigma_c'$  [61], le comportement du matériau est décrit par la deuxième partie de la courbe caractérisée par une diminution plus importante de l'indice des vides.

$\sigma_c'$  est un paramètre très important reflétant l'histoire du chargement du sol dans le passé [68]. Par définition, c'est la contrainte maximale que le sol a atteint durant son histoire géologique. Autrement dit, c'est la plus grande contrainte verticale subie et mémorisée par le sol.

D'après Holtz et Kovacs (1981), la contrainte de préconsolidation est obtenue par la méthode de Casagrande (Figure 1.15) selon les étapes suivantes [69], [73] :

- 1- Choisir à l'œil nu le point de rayon minimal (ou de courbure maximale) sur la courbe de consolidation (Point A).
- 2- Tracer une ligne horizontale à partir du point A
- 3- Tracer une tangente à la courbe (Point C)
- 4- Bissecter l'angle formé par les étapes 2 et 3
- 5- Étendre la partie linéaire de la courbe de compression (partie vierge), jusqu'à l'endroit où elle rencontre la bissectrice obtenue à l'étape 4, point B. Ce point B représente la contrainte de préconsolidation.





La pente de la courbe œdométrique correspondant au déchargement a souvent une allure linéaire et sa pente fournit l'indice de gonflement  $C_g$ .

On peut définir aussi un module œdométrique  $M$  qui représente le module de déformation du sol, c'est un module sécant sur un intervalle de contrainte  $\Delta\sigma_v'$  et qui est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{\Delta\sigma_v'}{\Delta e} \times (1 + e_0) \quad (1.4)$$

$\Delta e$  représente la variation de l'indice des vides

Ce module dépend de plusieurs facteurs, comme la densité des particules, l'organisation des grains, la présence d'eau, l'historique du sol et la cimentation [8].

Ce module est utilisé dans plusieurs applications géotechniques, tel que le dimensionnement des fondations superficielles où on l'utilise dans le calcul des tassements.

De nombreuses corrélations, qu'on exposera en détail dans le chapitre suivant, ont été suggérées entre ce module et des essais in situ.

Suite à cet essai on peut classer les sols selon leur compressibilité à partir de leur OCR, qui est le rapport entre  $\sigma_c'$  et  $\sigma_{v0}'$  appelé également rapport de surconsolidation. Un sol est classé ainsi :

- surconsolidé, si la contrainte effective due au poids des terres  $\sigma_{v0}' < \sigma_c'$ ,
- normalement consolidé si  $\sigma_{v0}' = \sigma_c'$ ,
- sous-consolidé si  $\sigma_{v0}' > \sigma_c'$ , dans ce cas il s'agit d'un sol de formation récente, en cours de consolidation sous son propre poids. Si on obtient une telle inégalité dans un essai de compressibilité au laboratoire, ceci est signe d'une anomalie d'essai ou d'un échantillon très remanié [42].

Le rapport de  $\sigma_c'/\sigma_{v0}'$  définit le degré de surconsolidation noté OCR.

### 2.3. Corrélation entre les essais géotechniques

A ce jour, il existe différentes corrélations établies entre le module de déformation du sol et les paramètres obtenus par les essais in situ. Par ailleurs, il existe également d'autres corrélations établies entre des paramètres déterminés au laboratoire et des paramètres déterminés à partir d'essais in situ.

On présentera dans ce chapitre les corrélations entre les essais suivants :

- L'essai de pénétration statique
- L'essai de pénétration dynamique
- L'essai préssiométrique
- L'essai œdométrique

### 2.3.1. Introduction

D'après Cassan, si on veut corrélérer deux paramètres mécaniques, il faudra s'assurer qu'ils sont de la même classe, ce qui donne à la corrélation obtenue son caractère fonctionnel et nous permet de déterminer ainsi une caractéristique à partir d'autres connues. Mais malheureusement et dans l'état actuel des choses, une corrélation, ne peut que montrer s'il existe nécessairement un lien entre les paramètres étudiés ou non [32]. Pour entreprendre des corrélations il y a lieu de prendre en considération les conditions expérimentales qui peuvent avoir une influence importante sur la valeur des paramètres et la méthode adoptée pour la collecte des informations. Dans cette optique on peut adopter deux démarches distinctes :

- Une démarche scientifique, qui consiste à sélectionner les sites et les appareils et effectuer les essais dans des conditions pseudo-idéales, à moins de disposer d'un budget important pour ne pas se limiter en nombre de points
- Une démarche réaliste, qui consiste à collecter des données à partir d'essais couramment utilisés sur les chantiers et dans des sites choisis aléatoirement, ce qui nous permet de mieux refléter l'état réel des choses et d'avoir un grand nombre de renseignements.

D'après Van Wamberke [22], il faut être prudent dans l'utilisation des corrélations du fait de leur caractère aléatoire, et surtout, il faut se méfier des corrélations entre des paramètres de nature différente.

### 2.3.2. Corrélations entre les essais de pénétration et l'essai préssiométrique

Van Wamberke [22] a pu établir une complémentarité entre l'essai de pénétration statique et l'essai préssiométrique suite à une étude très poussée menée sur des sols Français et Belges. Cette étude a abouti à des corrélations entre la pression limite qui est une des caractéristiques donnée par l'essai préssiométrique et la résistance de pointe donnée par l'essai de pénétration statique.

La célèbre règle de 3 – 6 – 9, a été le fruit de ces corrélations, suite à l'établissement des relations suivantes :

- Pour une argile :  $\frac{q_c}{P_l} = 3$
- Pour un limon :  $\frac{q_c}{P_l} = 6$
- Pour un sable :  $\frac{q_c}{P_l} = 9$

Il propose aussi de présenter les résultats de l'essai de pénétration dynamique en faisant intervenir l'énergie de refoulement spécifique, qu'il a définie comme étant l'énergie mobilisée pour le déplacement d'un volume unitaire de sol. Cette énergie est donnée par l'expression suivante :

$$q_d = \frac{E_1 \cdot N}{A_p \cdot e} \quad (1.5)$$

Dans laquelle  $E_1$  est l'énergie libérée par un coup de mouton,  $N$  est le nombre de coups nécessaires pour un enfoncement  $e$  et  $A_p$  est la section transversale de la pointe.

On a  $E_1 = P_m \cdot h$  pour un mouton de chute libre, avec  $P_m$  est son poids et  $h$  est la hauteur de cette chute.

Le passage de la résistance dynamique à la résistance en pointe du pénétromètre statique s'effectue par l'introduction d'un coefficient adimensionnel  $\eta_c$  considéré comme un facteur de rendement de l'essai de pénétration dynamique :

$$q_c = \eta_c \cdot q_d \quad (1.6)$$

Ce coefficient dépend de :

- Type du pénétromètre dynamique
- L'influence du frottement du sol sur les tiges
- Le niveau de la nappe

$\eta_c$  peut prendre les valeurs suivantes :

Pour les argiles : 0,1

Pour les sables non saturés : 0,7

Ainsi, le passage de la résistance dynamique à la pression limite préssiométrique, s'effectue en utilisant la célèbre règle 3 - 6 - 9 citée ci-dessus, et par suite, deux corrélations ont été obtenues :

$$p_l = \frac{q_c}{3} = \frac{0,1}{3} \cdot q_d = 0,04 \cdot q_d \quad \text{Pour les argiles}$$

$$p_l = \frac{q_c}{9} = \frac{0,7}{9} \cdot r_d = 0,07 \cdot q_d \quad \text{Pour les sables}$$

On observe clairement que l'écart s'est considérablement réduit, et pour n'importe quel type de sol, on peut admettre que :  $p_l = 0,06 \cdot q_d$

Actuellement, ces relations relatives au passage de la résistance dynamique à la résistance en pointe du pénétromètre statique et celle du passage de la résistance dynamique à la pression limite préssiométrique ne sont que des hypothèses de travail qui nécessitent une appréciation supplémentaire.

Aussi, deux facteurs sont à examiner très minutieusement : l'influence du frottement du sol sur les tiges et le niveau de la nappe.

Cassan, de sa part, s'est aussi intéressé aux corrélations entre l'essai de pénétration statique et l'essai préssiométrique, où il a pu lier le rapport  $q_c / P_l$  dans les argiles saturées et a obtenu que ce rapport est égal à 3.5, ce qui est un résultat relativement voisin de celui obtenu par Van Wambecke (déjà cité ci-dessus). L'investigation qu'il a entreprise dans les argiles cohérentes a donné un résultat égal à 2,6 pour le rapport  $E_m/q_c$ . De son côté, Van Wambecke a obtenu que pour les argiles normalement consolidées et légèrement surconsolidées  $E_m/q_c=4,6$  et pour les argiles surconsolidées, ce rapport varie entre 4,5 à 7 [21]. Shahrour en 2005 [43], fait la différence entre les argiles normalement consolidées et surconsolidées et propose une valeur de  $E_m/q_c$  proche de 4.5 dans les argiles normalement consolidées jusqu'à atteindre une valeur de 7 dans les argiles surconsolidées.

D'autres relations reliant  $E_m$  et  $q_c$  ont été proposées comme celles de Van wambeke et al. [17] qui a obtenu  $E_m/q_c=1,5$  pour les sables et Amar et al. [57] qui a obtenu :

$$E_m/q_c=0,7 \text{ à } 1 \quad \text{Pour les sables graveleux à très denses}$$

$$E_m/q_c=2 \text{ à } 5 \quad \text{Pour les sables limoneux}$$

Van Wieringen (1982) propose :

$$E_m/q_c=3 \quad \text{Pour les sables denses}$$

$E_m/q_c=1.5$  Pour les sables peu denses

Bahar et al. [44], proposent suite à une campagne d'essai réalisés sur des argiles Algériennes des valeurs de  $q_c/E_m$  variant entre 3 et 4,9. D'autres travaux de corrélation ont été entrepris dans les limons et les sables par les chercheurs déjà cités. Ils sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.3 : Récapitulatif des valeurs de  $E_m/q_c$  [27]

Type de sol	$E_m/q_c$
Argile	entre 0,67 et 7
Limon	entre 0,5 et 4,5
Sable	entre 0,25 et 1,9

Vaillant et al. en 2010 et lors des journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur à Grenoble [27], ont présenté leurs résultats relatifs à l'étude du rapport  $q_c/E_m$  suite à une étude qui été menée à Aubry (France), les résultats obtenus sont récapitulés ci-dessous :

Tableau 1.4 : Récapitulatif des valeurs de  $E_m/q_c$ , d'après Vaillant et al. [27]

Type de sol	$E_m/q_c$
Argile	entre 2 et 5,2
Limon	entre 1,9 et 3,3
Sable	entre 0, 5 et 2,2

Dans l'ensemble, on peut remarquer qu'une différence existe entre les résultats de Vaillant et al. et ceux représentés dans le tableau 2, probablement suite au contexte géologique.

Des relations entre  $E_m$  et  $q_c$  sont aussi proposées [17] :

$E_m/q_c = 6$  Pour les argiles surconsolidées

$E_m/q_c = 4.5$  Pour les argiles normalement consolidées

$E_m/q_c = 1.5$  Pour les limons non saturés

### 2.3.3. Corrélations entre l'essai de pénétration statique et l'essai de pénétration dynamique

Certains chercheurs ont tenté d'établir des corrélations entre les deux termes de pointe statique  $q_c$  et de pointe dynamique  $q_d$ . Il faut noter qu'il n'est pas aisé de mettre au point une formule empirique valable sans aucun appui théorique, car cette opération nécessite l'exécution et le dépouillement d'un nombre important de résultats. Sanglerat a, de son côté [15], cité les conclusions de Buisson, l'Herminier et Tcheng qui ont obtenu :  $0.3 \leq \frac{q_c}{q_d} \leq 1$ , il faut noter qu'aucune information n'est fournie sur le type de pénétromètre dynamique.

Des corrélations réalisées par le pénétromètre dynamique de la société FONDASOL et le pénétromètre statique sur différents sites de sol en France ont donné lieu aux résultats suivants :

- Pour les argiles de la vallée de Saône :  $\frac{q_c}{q_d} = 0.6$
- Pour les argiles d'Avignon :  $q_c = q_d$
- Des corrélations dans les argiles de la région de Vienne, réalisées avec le pénétromètre statique Andina ont donné des résultats assez voisins [32] :  $q_c = 0.9 \times q_d$
- Des corrélations dans les limons de Fos-sur-Mer, réalisées avec le pénétromètre statique de Gouda, ont fait apparaître une droite de régression donnée par l'équation suivante :  $q_c = 1.27 \times q_d$
- Dans les sables de Chalon-sur-Saône et pour des essais réalisés au-dessus de la nappe, on a obtenu la relation suivante :  $q_d = 0.93 \times q_c + 1.88$

Différentes autres corrélations ont été établies et qui peuvent laisser admettre d'une manière générale que :

- Pour les sables, graviers et argiles, au-dessus de la nappe, la corrélation suivante est obtenue :  $q_c = q_d$
- Pour les limons, les sables argileux et limoneux, on a :  $q_d < q_c$

L'essai de pénétration dynamique étant très influencé par la présence de la nappe, il en résulte une dispersion importante des points obtenus.

#### 2.3.4. Corrélations entre les essais in-situ et l'essai de compressibilité

Peu d'études ont tenté de relier le module œdométrique à la résistance de pointe de l'essai de pénétration statique dans les sols cohérents. Ce qui n'empêche que les sols cohésifs ont eu leur part dans ces recherches.

Plusieurs chercheurs ont tenté de trouver une relation qui exprime le module œdométrique à partir des corrélations établies exclusivement dans ce but, car les caractéristiques de déformation suivent la forme de ce module [1]. On peut citer Mitchell et Gardner (1975), Sanglerat (1972), Jones et Rust (1995). Ce module est généralement fonction de l'histoire des contraintes dans le sol, du niveau des contraintes et des déformations, des conditions de drainage et du chemin des contraintes.

D'après Lunne.T et al. (1997), il y a deux approches pour l'estimation de ce module à partir de l'essai de pénétration statique :

- La méthode indirecte qui nécessite l'estimation d'un autre paramètre.
- La méthode directe qui relie la résistance du cône directement à ce module.

Plusieurs approches se basant sur la méthode directe ont été proposées et seront brièvement décrites ci-dessous :

La première est celle de Janbu (1963, 1965, 1967), qui a montré que le module tangent peut être déterminé par la relation empirique suivante [70] :

$$E = m \times \sigma_a \times \left( \frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{1-\alpha} \quad (1.7)$$

Où :

$m$  : Coefficient du module (sans dimension)

$\sigma_a$  : Contrainte de référence (=101,325 kPa)

$\sigma'$  : Contrainte effective dans la direction de la déformation  $\varepsilon$

$\alpha$  : Exposant de contrainte

La seconde est celle de Senneset et al.(1989) [149], qui est une alternative à l'approche de Janbu (1963). Il a exprimé le module œdométrique sous la forme suivante [1] :

$$E = m \times p_a \times \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{1-\alpha} \quad (1.8)$$

Où :

$m$  : Coefficient du module



$p_a$  : Contrainte de référence (=100 kPa)

$\alpha$  : Exposant de contrainte ( $-1 \leq \alpha \leq 1$ )

Senneset et al.(1982,1989) proposent l'utilisation de l'interprétation linéaire du module dans les sols sur consolidés à partir de l'essai *CPTU* (piezocone) :

$$E = \alpha \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (1.9)$$

$\alpha$  : entre 5 et 15 dans la majorité des argiles (Senneset et al., 1989)

$q_t$  : la résistance du cône corrigé sous l'effet de la pression interstitielle

Kulhawy et mayne (1990) [72] suggèrent une relation plus générale :

$$E = 8.25 \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (1.10)$$

L'essai de pénétration dynamique n'est pas resté sans effet dans ce domaine, la formule présentée dans l'Eurocode 7 [46] en est témoin. Cette dernière, exprime le module œdométrique en fonction de la contrainte verticale et elle est recommandée pour le calcul du tassement des fondations superficielles. Elle est définie comme suit :

$$E = \nu \times P_a \times \left( \frac{\sigma'_v + 0.5 \times \Delta\sigma'}{P_a} \right)^W \quad (1.11)$$

$\nu$  est le coefficient de rigidité ;

$W$  : est l'exposant de rigidité

$\sigma'_v$  : est la contrainte effective verticale à la base de la fondation ou à toute profondeur sous la fondation due au poids du sol ;

$\Delta\sigma'$  : est la contrainte verticale effective créée par la structure à la base de la fondation ou à toute profondeur sous la fondation ;

$P_a$  : est la pression atmosphérique ;

Kerisel (1969), Sanglerat et al. (1969), Kantey (1965) [147], Meigh and Corbett (1969) [148], Tomas (1968) et bien d'autres, ont proposé un changement dans l'équation de Buisman (1940), qui lie la constante de compressibilité  $C$  à la résistance de pointe  $q_c$  et la contrainte due au poids des terres  $\sigma_{v0}$  :

$$C = 1.5 (q_c / \sigma_{v0})$$

En remplaçant 1.5 par  $\alpha$  et en posant :  $E = C \sigma_{v0}$

Kerisel propose les valeurs de  $\alpha$  suivantes :

Tableau 1.5 : Coefficient  $\alpha$  d'après Kerisel (1969) [33]

Type de sol	$\alpha = M_0/q_c$
Sable très dense	< 1
Sable moyennement dense	1
Sable lâche	1.5
Argile de London	3 - 4

Suite aux recherches effectuées à l'Ecole Centrale de Paris et à l'I.N.S.A de Lyon en France, les valeurs de  $\alpha$  pour les sols argileux et limoneux sont comme suit :

Tableau 1.6 : Valeurs du coefficient  $\alpha$  pour les argiles et les limons [33]

Type de sol	Valeurs de $\alpha = M_0/q_c$
Argile peu plastique	$q_c < 0.7 \text{ Mpa}$ $3 < \alpha < 8$
	$0.7 < q_c < 2 \text{ Mpa}$ $2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2 \text{ Mpa}$ $1 < \alpha < 2.5$
Limon peu plastique	$q_c < 2 \text{ Mpa}$ $3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2 \text{ Mpa}$ $1 < \alpha < 2$
Argile très plastique	
Limon très plastique	$q_c < 2 \text{ Mpa}$ $2 < \alpha < 6$
	$q_c > 2 \text{ Mpa}$ $1 < \alpha < 2$

Sanglerat (1972) et Mitchell & Gardner (1975), synthétisent les diverses propositions concernant la détermination du module œdométrique à partir de la résistance de pointe  $q_c$  (ESOPT II, 1982 et ISOPT – 1, 1988) [26], [29].

Des chercheurs américains [30] ont obtenu que  $\alpha = 3$  pour les sables, mais il peut augmenter sensiblement pour les sables surconsolidés. Pour les argiles  $\alpha = 10$  quand on utilise la résistance nette du cône  $q_c - \sigma_0$ .

De sa part Jovan Br.Papic (2009) [9] propose une corrélation entre la valeur de  $q_c$  et le module œdométrique dans des sols limoneux secs situés à Skopje dans la république de Macédoine, où il a pu réaliser l'essai de pénétration statique, les essais d'identifications ainsi que l'essai œdométrique. L'auteur remarque l'absence des eaux souterraines, de ce fait il propose de réaliser l'essai œdométrique sur des échantillons saturés et non saturés, ce qui lui a permis d'obtenir les résultats suivants :

$E_{oedom} = 0.45 q_c$  (Essais œdométriques sur des sols saturés, Essai CPT dans des conditions non saturé)

$E_{oedom} = 1.76 q_c$  (les deux essais dans des conditions non saturés)

Schmertmann [31] propose les relations suivantes pour les sables :

$E = 2.5 q_c$  Pour des fondations carrées

$E = 3.5 q_c$  Pour des semelles filantes

$E$  représente le module d'Young.

D'autres chercheurs travaillant sur des sites réels ont abouti à la relation suivante :

$E = \alpha q_c$

Avec :

$\alpha = 1.5$  Pour les sables dont  $q_c > 4500$  kPa

$2 < \alpha < 5$  Pour les sables peu denses dont  $1500 < q_c < 3000$  kPa

Pour les argiles, plusieurs relations ont été proposées entre le module d'Young  $E$  et  $q_c$  [37] :

$5 < \alpha < 10$  Pour les argiles molles dont  $q_c < 1000$  kPa

$2 < \alpha < 5$  Pour les argiles dont  $1500 < q_c < 3000$  kPa

On cite également quelques corrélations plus récentes, comme celles de J. Sunitsakul et al. [62], entre la résistance de pointe de l'essai de pénétration statique et la contrainte de préconsolidation à partir d'essais exécutés dans un sol de Taipei à Taiwan. D'après ces chercheurs l'essai CPT permet d'évaluer l'histoire des contraintes dans le sol. Par ailleurs, ils ont obtenu une bonne relation entre les deux paramètres étudiés :  $\sigma_c/q_c$  varie entre 0.21 à 0.24.

Kulhawy & Mayne, 1990 [61, 61] ont obtenu  $\sigma_c/q_c = 0.29$ .

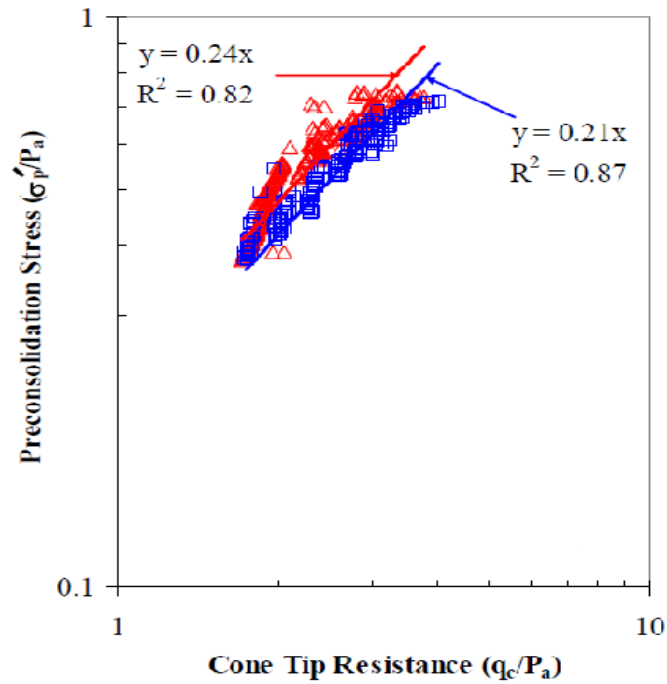


Figure 1.16 : Relation entre la résistance de pointe de l'essai CPT et la contrainte de préconsolidation (d'après J. Sunitsakul et al., 2008) [62]

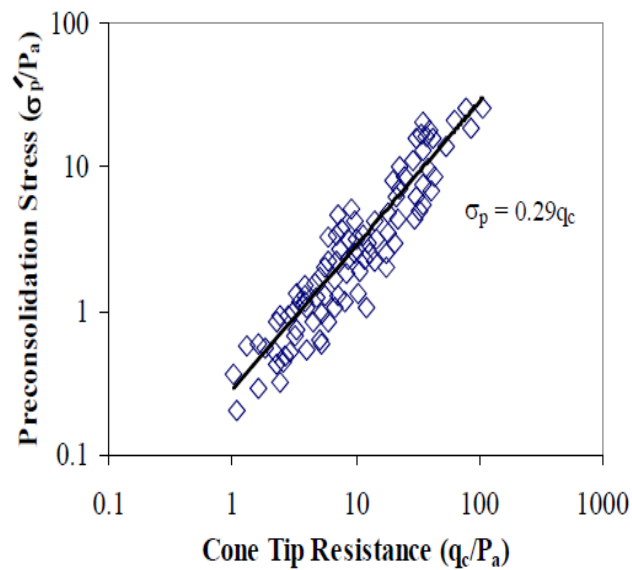


Figure 1.17 : Relation entre la résistance de pointe de l'essai CPT et la contrainte de préconsolidation (d'après Kulhawy & Mayne, 1990) [61, 62]

La contrainte de préconsolidation a été également corrélée à la pression limite de l'essai PMT de Ménard. Ces études indiquent que la pression de fluage était approximativement égale à  $\sigma_c'$  pour les argiles de Chicago [61, 62].

La contrainte de préconsolidation est un paramètre très important et très difficile à estimer par un essai œdométrique. Son estimation erronée peut conduire à de

grossières erreurs dans l'estimation des tassements. D'où l'idée très pratique des corrélations tenant compte de ce paramètre.

Peters et Lamb (1979) proposent de leurs parts des corrélations avec l'indice de liquidité  $I_L$ , Kogure et Ohira (1977) utilise l'indice des vides ou la teneur en eau comme agent corrélateur [67] :

Tableau 1.7 : Évaluation de la contrainte de préconsolidation [67]

Sol	Corrélation	Référence
Argile non remaniée	$\sigma_c'(\text{KPa}) = 107 \cdot 10^{-((I_L - 0.68)/0.88)}$	Peters et Lamb (1979)
Tourbe et argile varvée	$\sigma_c'(\text{KPa}) = 165 e_0^{-0.988}$	Kogure et Ohira (1977)
Tourbe et argile varvée	$\sigma_c'(\text{KPa}) = 4390 \omega^{-0.913}$ , $\omega$ en %	Kogure et Ohira (1977)

Plusieurs modèles de régression ont été développés pour exprimer une relation entre  $\sigma_c'$  et  $q_c$ , mais le coefficient de corrélation de ces modèles s'est avéré faible. A titre d'exemple on peut citer :

- L'expression développée par Woodward-Clyde [71], dont la formule est la suivante :

$$\sigma_c' = (0.0991 (f_s/\sigma_{v0}')^{-0.39}) (q_t - \sigma_{v0}') \quad (1.12)$$

$q_t$  est la résistance de pointe corrigée.

- La relation proposée par Mayn et Chen (1994) [72] :

$$\sigma_c' = 0.286 (q_t - \sigma_{v0}')^{0.104} \quad (1.13)$$

De cette synthèse, apparaît l'importance de cet axe de recherche à caractère empirique, du fait de la multitude des travaux qu'il a suscités jusqu'à ce jour. Cependant il faut être très vigilant vis-à-vis des résultats obtenus et surtout de leur emploi, situation que nous détaillerons ultérieurement.

## 2.4. Capacité portante et tassement des fondations superficielles

### 2.4.1 Introduction

La stabilité de tout ouvrage, dépend étroitement de la stabilité de son infrastructure. Cette assise, superficielle, semi-profonde ou profonde, (selon son

encrage) est une partie vitale de l'ouvrage assez délicate à concevoir et parfois à réaliser. Notre centre d'intérêt dans cette partie de la thèse repose sur les fondations superficielles, qui par définition, sont des éléments d'infrastructure dont le rôle est de transmettre les charges qui proviennent de la structure aux couches superficielles du sol. Dans la conception des fondations, les critères de serviabilité et de résistance doivent être remplis [88].

Préalablement, et afin de répondre à cette préoccupation, on entame le travail par l'évaluation de la capacité portante, et si le résultat est irréfutable on doit s'assurer que le tassement sous les charges transmises au sol reste admissible.

Ainsi, le calcul de la capacité portante et du tassement sont les deux critères principaux qu'on doit prendre en considération lors du calcul des fondations superficielle [2]. Ces deux critères sont très liés : caractéristique qu'on explicitera en détail dans cette partie.

#### 2.4.2. Capacité portante des fondations superficielles

##### 2.4.2.1. Notion de Capacité portante des fondations superficielles

C'est l'aptitude des couches superficielles du sol à supporter l'effort de la structure transmis par la fondation superficielle [2].

Aussi, la capacité portante  $q_u$  est la pression à laquelle le sol en dessous et près de la fondation peut résister avant la rupture. Généralement cette rupture est définie par 03 modes comme représenté sur la figure :

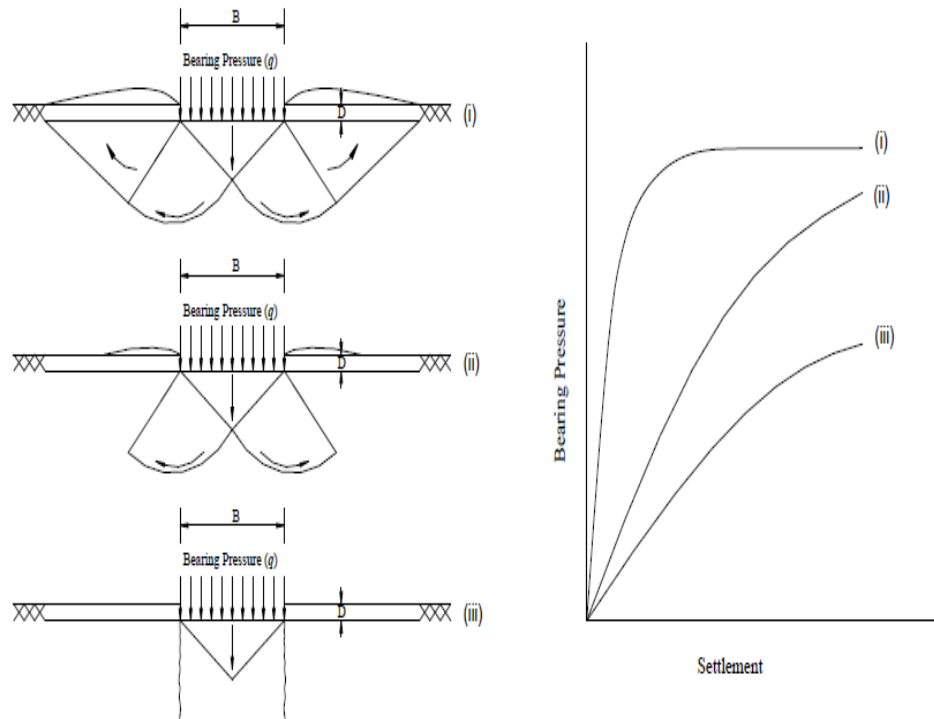


Figure 1.18 : mode de rupture d'une fondation, (i) rupture générale, (ii) rupture locale, (iii) rupture par poinçonnement [89], [90]

Cette notion de capacité portante peut être expliquée par le schéma suivant :

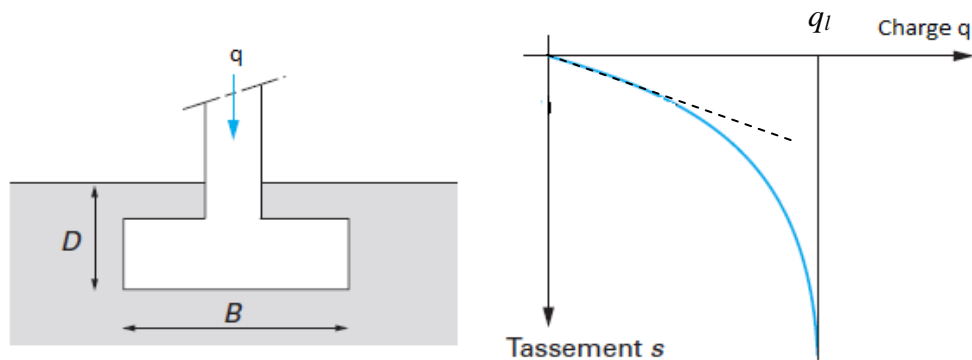


Figure 1.19 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle [45]

Sous l'effet de la charge  $q$ , la courbe de chargement d'une fondation superficielle a l'allure caractéristique illustrée dans la figure 1.20, dans laquelle on remarque une certaine proportionnalité entre l'augmentation du tassement en fonction de la charge, c'est la phase linéaire. Au-delà de cette phase, on commence à remarquer une certaine non-proportionnalité traduite par une non-

linéarité de la courbe qui tend vers une asymptote  $q_l$ . Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime [45]), qui correspond au tassement non contrôlé du sol.

#### 2.4.2.2. Calcul de la Capacité portante des fondations superficielles

Terzaghi en 1943 a établi une formule donnant la capacité portante pour une fondation superficielle pour les sols homogènes sous chargement axial ou vertical [91], [90] :

$$q_u = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (1.14)$$

La capacité portante des fondations peut se calculer par plusieurs méthodes prenant en considération plusieurs critères parfois même économiques. Cette tâche très fréquente et très délicate est traitée dans plusieurs ouvrages spécialisés dans ce domaine que ce soit sur le plan théorique ou expérimental.

A cet effet, on peut citer les auteurs : Meyehof (1951), Mihovic (1965), Hansen (1970), Vesic (1973), Chen and Mc Carron (1991), Tani and Craig (1995), et bien d'autres. En 2007, Elfass.S et al. (2007) ont revu les méthodes Meyehof (1951), Mihovic (1965), Hansen (1970), Vesic (1973) [92], [93].

Vesic (1975) propose une approche pour calculer la capacité portante d'une fondation superficielle qui a été bien acceptée dans le domaine de l'ingénierie des fondations. Cette méthode prend en considération les caractéristiques contraintes-déformations d'un sol, elle est appliquée pour plusieurs types de comportement du sol. Cette méthode se base sur les solutions obtenues par la théorie de la plasticité, mais ce qui la rend intéressante, c'est son côté expérimental introduit pour prendre en considération plusieurs facteurs compliqués [28].

Elfass et al.(2007) a proposé une méthode pour le calcul de la capacité portante qui est une modification de la méthode  $\alpha$ -wedge, où il a employé une version modifiée de la relation de Norris (1986) [94], [95].

Samuel I.K Ampadu et al. (2009) de l'université de Ghana [12], considère les méthodes standard d'études in-situ peu économiques dans les pays en voie de développement et juge que le pénétromètre du cône dynamique (DCP) peut résoudre ce problème. Il a obtenu des corrélations intéressantes entre la capacité



portante et les mesures relevées avec le DCP ce qui a permis d'aboutir à des relations qui lient la capacité portante à l'indice de pénétration du cône DCP. Les résultats estimés ont été inférieurs à ceux obtenus par Terzaghi.

De leurs parts F.Rito & N.Sigawara (2009) d'Oyo corporation au Japon, ont entrepris des recherches pour le calcul de la capacité portante par un nouveau type d'appareillage de pénétromètre à cône statique appelé cône combinatoire. Cet appareil a été développé pour mieux évaluer la capacité portante des terrains d'habitation au Japon. Ce nouvel appareil est doté d'un mécanisme de pénétration dynamique qui permet d'augmenter la puissance de pénétration du cône [10].

L'Eurocode 7, pour sa part, indique que deux méthodes peuvent être utilisées pour justifier le dimensionnement d'une fondation superficielle [46] :

- Méthode directe où l'on calcule séparément la stabilité et les déformations dans chaque situation de calcul, afin de vérifier directement que l'on n'a atteint aucun état limite ;
- Méthode dans laquelle on détermine une capacité portante conventionnelle, estimée sur la base d'essais, de l'expérience antérieure et de la connaissance accumulée sur la prévention des états limites de service, et garantissant que l'on n'atteint aucun état limite ultime ou de service.

Cette seconde méthode est la méthode de dimensionnement qui est actuellement en vigueur, elle se base sur une analyse semi-probabiliste des paramètres de calcul, en introduisant des facteurs partiels de sécurité sur les différents paramètres de dimensionnement [35]. À titre d'exemple le DTU 13.12 et le fascicule 62-Titre V sont appliqués en France en complément des prescriptions de l'Eurocode 7 pour le dimensionnement courant des fondations superficielles, sous réserve d'un choix adéquat des paramètres de résistance du sol pour s'adapter à la définition de la condition de stabilité dans l'Eurocode 7 [46].

Cette méthode d'état limite correspond à deux états, l'un est dit ultime et l'autre de service. Le premier correspond à la rupture catastrophique (ruine) et le second correspond à la dégradation de l'ouvrage [2].

En Algérie, le calcul des fondations superficielles est réglementé par le DTR-BC 2.331 (1991) [35], qui est basé sur le calcul aux contraintes admissibles et aux états limites.

Dans ce qui suit, on se concentrera sur deux grandes catégories de calcul des fondations superficielles :

- La première à partir des résultats d'essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion  $C$  et de l'angle de frottement  $\varphi$ , d'origine théorique, suggérée par Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Caquot-Kérisel (1953) ... Elle considère le sol comme un matériau rigide plastique et obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb.
- La seconde à partir des résultats d'essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite. Les formules de capacité portante sont le fruit d'observation du comportement expérimental des fondations, en corrélation avec les paramètres mesurés d'essais in-situ.

#### 1.4.2.2.1-Calcul à partir des essais de laboratoire, méthode $C - \varphi$

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

La contrainte limite ultime, pour une semelle de largeur  $B$  soumise à une charge centrée verticale, est déterminée avec la formule suivante [14] :

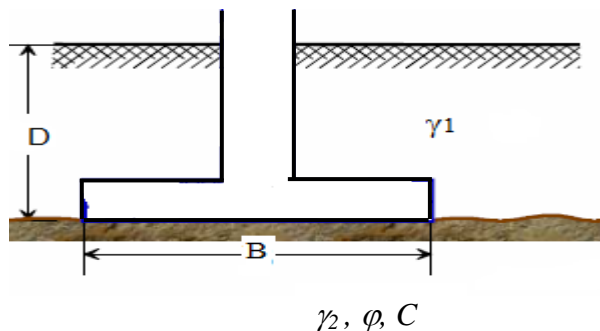


Figure 1.20 : Fondation superficielle

$$q_l = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma_2 \cdot B N_\gamma + s_q \gamma D N_q + s_c C N_c \quad (1.15)$$

$s_\gamma, s_q, s_c$  : sont les coefficients de forme de la semelle,

$N_\gamma, N_q, N_c$  : sont des paramètres en fonction de  $\varphi$ ,

$C$  : Cohésion du sol,

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol,

$\gamma$  : Poids volumique du sol,

Cette formule comporte 3 termes :

- le premier terme est appelé terme de surface, il est proportionnel à B.
- le deuxième terme est appelé terme de profondeur, il est proportionnel à D.
- le troisième terme est appelé terme de cohésion, il est proportionnel à C.

Pour une semelle filante :  $s_\gamma = s_q = s_c = 1$

Pour une semelle isolée :

$$s_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L}, \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}, \quad s_q = 1$$

Les valeurs des paramètres  $N_\gamma, N_q, N_c$  sont sans dimension :

Tableau 1.8 : valeur des facteurs de portance [14]

$\varphi(^\circ)$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	0	1.0	5.14
5	0.1	1.6	6.50
10	0.5	2.5	8.40
15	1.4	4.0	11.0
20	3.5	6.4	14.8
25	8.1	10.7	20.7
30	18.1	18.4	30.0
35	41.1	33.3	46.0
40	100	64.2	75.3
45	254	135	134.

Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle  $\delta$  sur la verticale les 3 termes de la formule de  $q_l$  sont chacun affecté d'un coefficient :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2, \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$$

Dans le cas de charge excentrée de  $e$ , la largeur à prendre en compte en lieu et place de  $B$  est :  $B' = B - 2e$

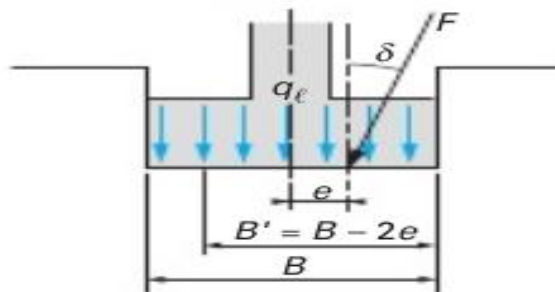


Figure 1.21 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B [45]

Il y a lieu de préciser que  $\varphi$  et  $C$  dépendent de la nappe d'eau :

- Pour les sables et graviers :  $\varphi' \neq 0$  avec  $C' = 0$  quelle que soit la vitesse de chargement (caractéristiques drainées).
- Pour les sols fins saturés :  $\varphi$  et  $C$  dépendent de la vitesse de chargement, d'où deux cas sont possibles :
  - 1 - Sous chargement instantané (Court terme) on travaille avec les contraintes totales et les caractéristiques non drainées ( $\gamma, \varphi_{uu}, C_{uu}$ )
  - 2- Sous chargement lent ou en fin de consolidation (Long terme) on travaille avec les contraintes effectives et les caractéristiques drainées ( $\gamma', \varphi', C'$ )

#### 1.4.2.2.2. Calcul à partir des essais in-situ

- Essai préssiométrique

L'essai préssiométrique nous permet de déterminer en chaque profondeur les paramètres suivants [14] :

$P_l$ : la pression limite

$E_m$ : le module préssiométrique

Après avoir obtenu ces paramètres, on peut calculer pour chaque profondeur, la pression limite nette qui lui correspond, cette dernière est donnée par :

$$p_l^* = p_l - p_0$$

Avec :

$p_0$  est la contrainte totale horizontale dans le sol au niveau concentré et au moment où on fait l'essai.

Pour une semelle de largeur  $B$ , de longueur  $L$  et d'ancrage  $D$ , soumise à une charge verticale centrée, on a :

$$q_u = K_p \cdot p_{le}^* + \gamma \cdot D \quad (1.16)$$

$\gamma$  est la masse volumique du sol (déjaugé partiellement le cas échéant).

$p_{le}^*$  est la pression limite nette équivalente, elle est égale à la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à  $1,5.B$  par rapport à la semelle, ces pressions limites nettes ne peuvent dépasser en aucun cas 1,5 fois leur valeur minimale à la profondeur envisagée.

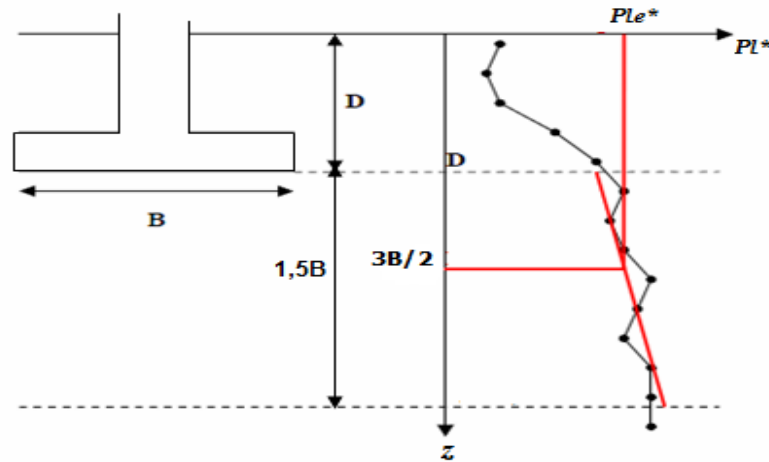


Figure 1.22 : Définition de la pression limite nette  $p_{le}^*$  dans un sol homogène [2]

$K_p$  est le facteur de portance, il dépend des dimensions de la fondation, son encrage et la nature du sol.

Ces facteurs de portance ont été proposés sous forme de graphes par Menard (1963), par la suite une mise à jour de ces graphes a été faite par Baguelin-Jezequel- Shields (1978). De leur part Jean Louis Briaud, M.Asce (1986), ont procédé au traitement de 23 essais effectués sur des fondations superficielles et proposent des nouvelles courbes pour le calcul de facteur de

portance ( $K = \frac{q_l - q_0}{P_{Le}^*} = f(D/B)$ ) [25]

Il est donné par l'abaque suivant :

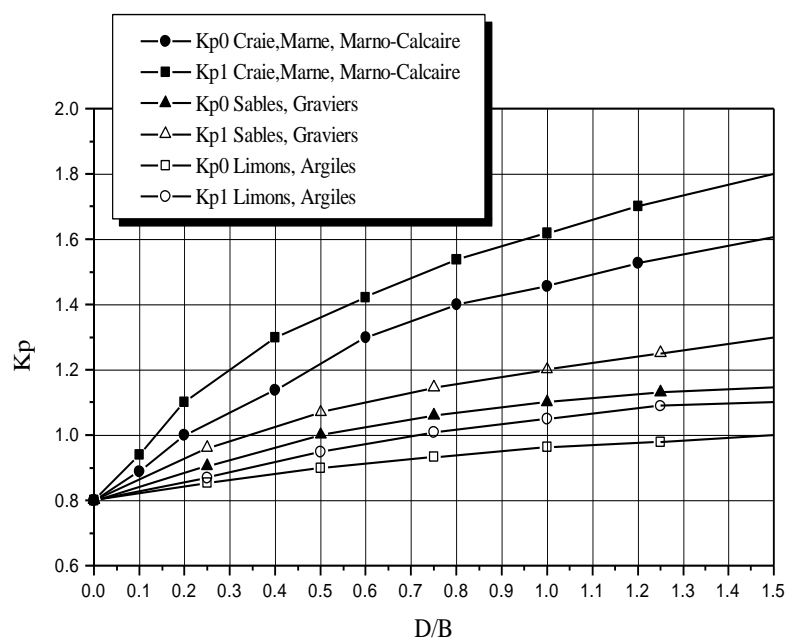


Figure 1.23 : Facteur de portance préssiométrique selon le DTU 13-12 [36]

Dans le cas où la fondation est soumise à une charge inclinée d'angle  $\delta$  par rapport à la verticale, le terme  $K_p \cdot p_{le}^*$  est multipliée par un coefficient  $i_\delta$ , qui tient compte de l'inclinaison, de la nature du sol et de l'ancrage relatif.

Il est donné par l'abaque suivant :

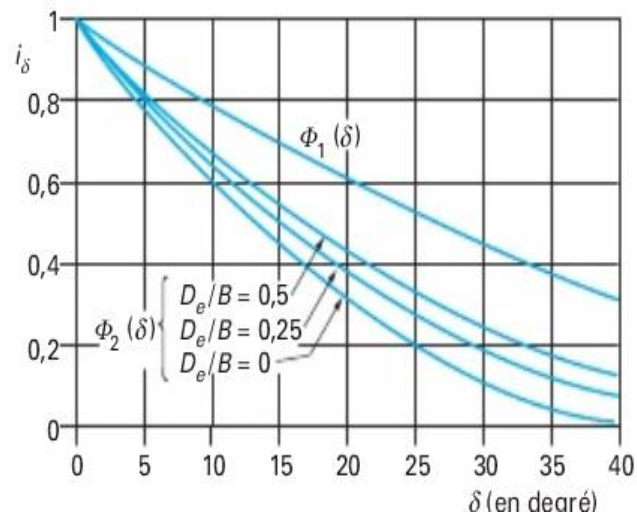


Figure 1.24 : Abaque donnant les valeurs de  $i_\delta$  [45]

Dans le cas d'un chargement excentré de  $e$ , par rapport à l'axe vertical de la fondation, la largeur  $B$  de cette dernière devient :  $B' = B - 2.e$

#### • Essai pénétromètre statique

Cet essai permet d'obtenir un profil continu de pénétration qui donne la résistance de pointe  $q_c$  en fonction de la profondeur.

Pour une fondation soumise à un chargement, qu'il soit axial ou incliné, la contrainte de calcul  $q_u$  dans ce cas est donnée par la formule suivante :

$$q_u = K_c \cdot q_{ce} \cdot i_\delta + \gamma \cdot D$$

$q_{ce}$  est la résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes à une profondeur égale à  $1,5.B$  par rapport à la semelle.

Dans le cas où  $q_c < 0,5 \text{ MPa}$  dans la zone d'action des fondations de l'ouvrage, on doit procéder à une étude complémentaire pour choisir le type de fondation et la contrainte  $q_u$ .

$K_c$  est le facteur de portance, il tient compte des mêmes paramètres déjà cités dans  $K_p$ , il est donné par l'abaque suivant :

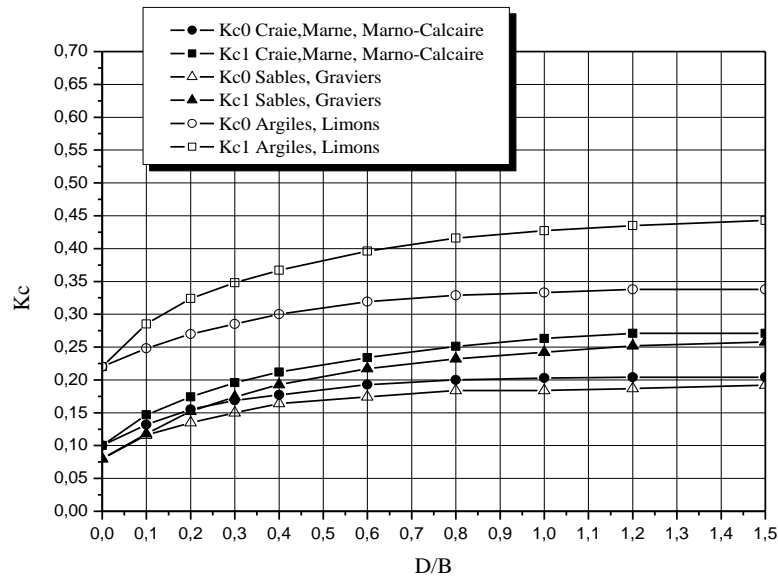


Figure 1.25 : Facteur de portance pénétrométrique selon le DTU 13-12 [36]

Dans le cas d'un chargement excentré, on applique les mêmes rectifications déjà citées.

- Essai pénétromètre dynamique

Cet essai permet d'obtenir un profil de pénétration donnant  $q_d$  qui est la résistance dynamique en fonction de la profondeur.

En général, et pour les fondations superficielles, la capacité portante peut être estimée comme suit :  $q_L = q_d / 20$ . Il faut noter que cette règle est uniquement applicable pour les sols pulvérulents et des fondations superficielles dont :  $1 < D/B < 4$

D'après Cassan, si le rapport  $D/B$  est inférieur à 1, dans le cas des sols pulvérulents la capacité portante est surestimée et il faut être prudent en analysant le problème.

Mayerhof's propose la formule suivante :

$$q_d = q_c / 2$$

$$q_L = q_c \cdot B \cdot (1 + D/B) \frac{1}{30a}$$

$a$  est un coefficient qui varie de 3 pour les sables denses à 5 pour les sables lâches.

En ce qui concerne les sols argileux, l'auteur recommande d'être très prudent et trouve que  $q_d=q_c$  en tout point en dessus de la nappe. Ce pendant sous la nappe il n'est pas recommandé de tenter d'obtenir des valeurs à partir des profils pénétrométriques, il est plus tôt conseillé de se limiter aux informations concernant la stratigraphie des couches.

Il y a lieu d'insister que les résultats obtenus avec cet essai doivent être interprétés d'une manière très prudente, notamment pour les sols argileux [33].

#### 2.4.2.3. Méthode de Abolfazi Eslam [48]

Dans le but de profiter des avantages offerts par l'essai CPT (éviter le remaniement de l'échantillon, travailler avec les paramètres réels du sol) et éviter le calcul des coefficients  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ , Abolfazi Eslam (2006) propose un modèle analytique qui lie la surface de rupture de la pointe du cône à celle de la zone autour de la fondation superficielle en montrant l'importance de l'effet d'échelle.

La capacité portante ultime des fondations superficielles est estimée à partir de la résistance du cône  $q_c$  en utilisant un facteur de corrélation qui est en fonction de  $\varphi$  et la profondeur relative de la fondation.  $\varphi$ , peut être obtenu à partir des contraintes effectives et  $q_c$  à un niveau donné.

D'après des études faites par l'auteur sur une base de données en procédant à la comparaison avec d'autres méthodes, l'approche a donné des résultats prometteurs.

Le calcul de la capacité portante se fait en suivant les étapes suivantes :

- Décomposer la zone sous la fondation de profondeur  $2B$  en sous couches.
- Evaluer  $\overline{q_{c,g}}$ , qui est la moyenne géométrique de  $q_c$  dans cette zone.
- Calculer  $\overline{(q/\gamma'z)_{c,g}}$  dans cette zone pour trouver l'angle de frottement  $\varphi$  moyen

$$\text{donné par la formule : } \varphi = \frac{\log\left(\frac{\overline{q_c}}{\gamma'z}\right) + 0.5095}{0.0915}$$

- En se basant sur  $D/B$  et  $\varphi$  on calcule  $\overline{\alpha}$  qui est le facteur de modification de la moyenne de la longueur et de la surface.

$\overline{\alpha}$  est donné par des graphes montrés sur la figure ci-dessous :

.



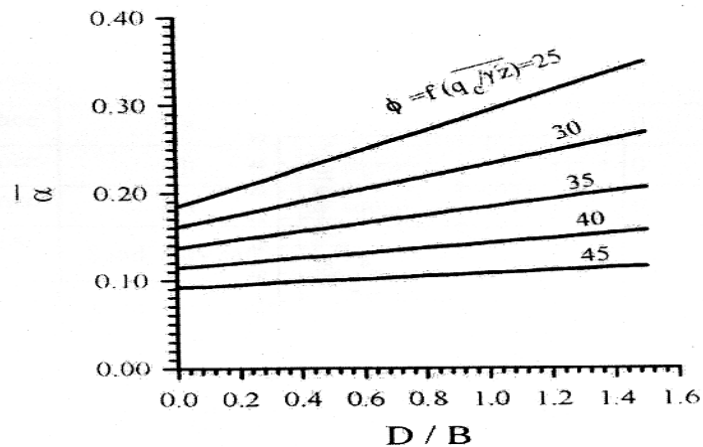


Figure 1.26 : Facteur de corrélation de capacité portante  $\bar{\alpha}$  pour relier  $q_l$  à  $q_{c,g}$  [48]

- En fin, la capacité portante est calculée par la formule :  $q_l = \bar{\alpha} \cdot q_{c,g}$

### 2.4.3. Tassement des fondations superficielles

#### 2.4.3.1. Introduction

Le tassement est un phénomène dû aux déformations que l'on aperçoit dès que l'on applique une charge sur un massif de sol. C'est un phénomène inévitable et qu'on doit contrôler en le gardant aussi minimum que possible. Les causes engendrant le tassement sont multiples [13], [30] :

- La forme de la fondation
- La répartition de la charge (changement de contraintes)
- Les conditions aux limites (épaisseur des couches, l'endroit de calcul)
- Les propriétés des différentes couches du sol (loi de comportement)

La valeur ultime du tassement dépend du type et de l'importance de l'ouvrage. Elle est estimée à 25 mm pour les constructions administratives et 50 mm pour les grandes structures [96], [97].

Dans la littérature, plusieurs méthodes basées sur la théorie d'élasticité sont consacrées et mise au point pour le calcul du tassement des fondations. Ces méthodes tiennent compte de plusieurs facteurs, notamment le module d'Young  $E$ , appelé aussi le module de déformation ou d'élasticité. Ce module d'après Van Wambeke est très lié à la nature du champ de contraintes, qui à son tour se

décompose en un champ sphérique et un champ déviatorique. Autrement dit, pour chaque champ de contrainte, il existe différentes valeurs de  $E$  [20].

La méthode de Terzaghi, qui détermine le module  $E$  moyennant l'essai œdométrique, tient compte de l'influence de l'intensité du champ de contraintes sur la caractéristique de compressibilité, mais malheureusement elle ne se soucie pas de l'influence de sa nature et, pour plus de précision, la caractéristique de compressibilité qu'elle utilise est valable pour un champ œdométrique uniquement, qui a une tendance sphérique.

Cette méthode tient aussi compte de l'influence du facteur temps sur l'évolution du tassement, mais elle ne fait pas intervenir la dimension caractéristique de la fondation du fait que le seul champ considéré est de nature sphérique.

D'après Poulos (2001) [28], l'approche traditionnelle développée en premier par Terzaghi, utilise la méthode unidimensionnelle, où le tassement supposé dû au phénomène de consolidation, a les limitations suivantes :

- Le chargement de la fondation produit uniquement des déformations verticales.
- Le tassement est dû à la consolidation, tandis que celui produit par les déformations immédiates est négligé.
- La dissipation de la surpression interstitielle se produit uniquement dans la direction verticale.

D'après l'auteur, l'analyse tridimensionnelle implique l'intégration des déformations verticales, pour obtenir le tassement de la fondation en utilisant la théorie de l'élasticité où la déformation verticale peut être obtenue en utilisant les incréments de contraintes appliquées, autre forme de relation déformations-contraintes. Une comparaison a été faite par Devis and Poulos (1968), entre l'analyse unidimensionnelle et tridimensionnelle où ils ont comparé le rapport entre le tassement de consolidation et le tassement final total pour des argiles surconsolidées avec un module de déformation constant et des argiles normalement consolidées avec un module de déformation variant linéairement avec la profondeur.

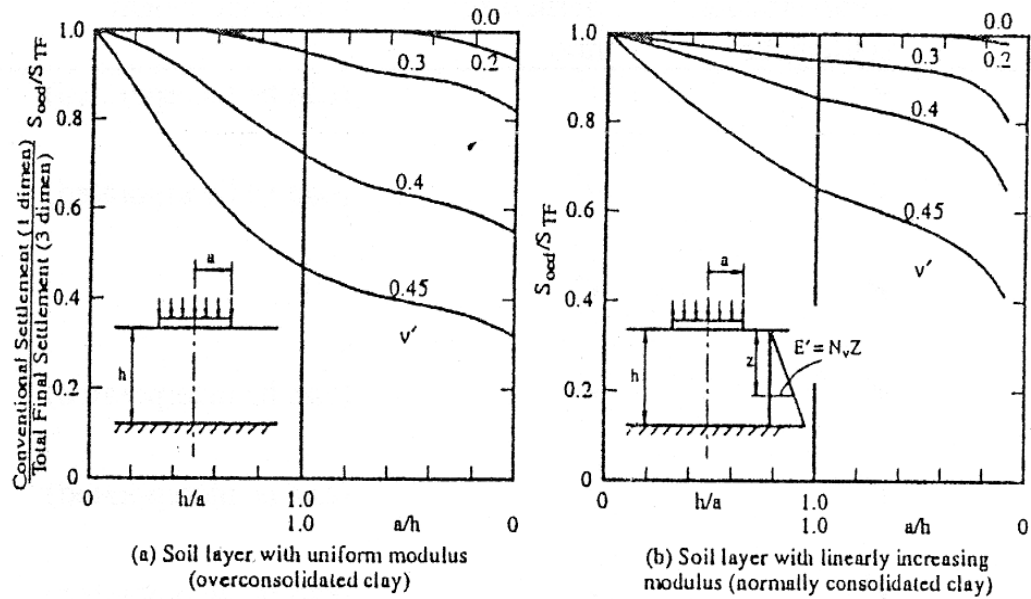


Figure 1.27 : Habilité théorique de la méthode unidimensionnelle de prédire le tassement final total [28]

De très bons résultats ont été obtenus pour un coefficient de poisson inférieur ou égal à 0,35. D'après Poulos, la méthode unidimensionnelle doit être adoptée pour le calcul des tassements des fondations superficielles. D'après Burland et al. (1977), l'anisotropie du sol peut avoir une influence sur ce rapport. Moore et Spencer (1969), ont fait la comparaison entre plusieurs méthodes de calcul de tassement, ce qui leur a permis d'obtenir les résultats suivants :

Tableau 1.9 : Comparaison du tassement total [28] :

Méthodes	Tassement en (mm)
Observation	787
Essai œdométrique	508
Essai œdométrique (avec une contre pression)	404
Essai œdométrique (rapport de déformation constant)	404
Skempton et Bjerrun (1975)	564
Davis et Polos	709
Chemin de contrainte (Lambe 1964)	610

Autre méthode, proposée par Caquot et Kérisel [20], dont le principe est l'exploitation directe des formules de Boussinesq donnant les déplacements. Cette

méthode qui se base sur la théorie de l'élasticité, se trouve confronté à une réalité du sol, qui ne la sert pas du tout, sa non-linéarité : la non-proportionnalité à la dimension caractéristique de la fondation ainsi que la variation de E.

Dans ce qui suit, on s'intéressera aux deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles dans les sols cohérents, actuellement utilisées [2], [13], [24] :

- 1- Les méthodes indirectes, méthodes basées sur les essais de laboratoire comme l'essai triaxial, et essentiellement de l'essai œdométrique qu'on verra par la suite, sont surtout utilisées pour les sols fins cohérents. Mais ces méthodes présentent des inconvénients liés aux approximations faites sur la distribution des contraintes, le découpage du sol en tranche et une approximation relative à la méthode œdométrique qui consiste en la négligence des déformations latérales.
- 2- Les méthodes à partir des essais en place (CPT, PMT et autres), utilisées afin de remédier au problème du remaniement du sol, sont très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire. En ce qui concerne les essais en place, deux approches différentes sont utilisées pour en exploiter les résultats [2]. 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 en place et à appliquer, ensuite, la théorie élastique habituelle. On exposera dans ce qui suit les méthodes de calcul de tassement à partir des essais CPT et PMT. Une autre approche pour ce type d'essai dite directe relie directement la grandeur cherchée (le tassement) à la caractéristique déterminée par l'essai en place.

### 2.4.3.2. Méthodes de calcul des tassements

#### 1.4.3.2.1. Méthode à partir d'essais de laboratoire

Le tassement des fondations superficielles est la somme de trois composantes : le tassement instantané ( $s_i$ ), le tassement de consolidation ( $s_c$ ) et le tassement de fluage ( $s_f$ ).

Le calcul du tassement instantané est basé sur les méthodes d'élasticité, méthodes fréquemment citées dans la littérature. Les chercheurs qui se sont investis dans ce domaine et proposé des formules sont nombreux, citant à titre d'exemple : Giroud (1968), Giroud (1971) et Meyerhof & Ueshita (1968), Ahlvin & Ulery (1962), Milovitch (1970).

Le tassement de fluage est calculé par la méthode de Baghery & Magnan (1981), qui est recommandé dans ce cas [36]. Il est à noter que ce tassement est souvent négligé pour les fondations superficielles [2].

Le tassement de consolidation quant à lui, est calculé à partir des résultats de l'essai de compressibilité.

À partir de la courbe de compressibilité  $e = f(\text{Log}\sigma'_v)$  déterminée par l'essai œdométrique, on peut définir pour chaque tranche homogène [53] la valeur de  $s_c$  selon l'état de consolidation du sol :

- Si  $\sigma'_{v0} = \sigma'_c$  :

$$s_c = \frac{C_c}{1+e_0} H_0 \text{Log} \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (1.17)$$

- Si  $\sigma'_{v0} < \sigma'_c$  : deux cas peuvent se présenter, on a :

- Si  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v < \sigma'_c$  :

$$s_c = \frac{C_s}{1+e_0} H_0 \text{Log} \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (1.18)$$

- Si  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v > \sigma'_c$  :

$$s_c = \frac{C_s}{1+e_0} H_0 \text{Log} \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1+e_0} H_0 \text{Log} \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_c} \right) \quad (1.19)$$

- Si  $\sigma'_{v0} > \sigma'_c$

C'est le cas des sols en cours de consolidation sous l'effet de leur propre poids (remblai récent, mal ou non compacté, vases ou tourbes récemment formées). Si le processus de la consolidation primaire n'est pas terminé, la surpression interstitielle n'est pas entièrement dissipée. Ce sont des sols

généralement inconstructibles, ils continuent à se déformer même en l'absence de charge.

Pour obtenir le tassement final, on utilise généralement la méthode d'intégration du tassement par tranches, dont le principe est le suivant [34] :

- On découpe le sol en  $i$  tranches de hauteur  $H_0$  suffisamment minces, le découpage s'arrête lorsque l'effet de  $\Delta\sigma_v$  devient négligeable pour un massif infini, ou lorsqu'on atteint la base du sol étudié par un massif fini.
- Calculer  $\Delta\sigma_v$  au milieu de chaque tranche par une des méthodes d'élasticité disponible dans la littérature.
- On effectue des essais œdométrique sur des échantillons prélevés au milieu de chaque tranche.
- On calcule, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale  $\sigma_v'$ .
- On calcule le tassement  $s_c(i)$  de chacune des  $n$  couches à l'aide des relations précédentes.
- Le tassement total est égal à la somme des tassements des  $i$  tranches considérées :

$$s_c = \sum s_c(i) = s_{oed}$$

Ce tassement total calculé est dit œdométrique car il correspond à des déformations horizontales nulles du sol [2]. Dans ce cas on procède à une correction, tenant compte des déformations latérales, qui a été introduite par Skempton et Bjerrum [54] sous forme d'un facteur  $\mu$ , fonction du coefficient de pression interstitielle  $A$  et de la géométrie du problème :

$$s_c = \mu s_{oed} \quad \text{avec: } \mu = \alpha'(1-A) + A$$

Avec :  $A$  : Coefficient obtenu à partir d'un essai triaxial non drainé.

$\alpha'$  : Coefficient en fonction de la géométrie de la fondation et de l'épaisseur de la couche du sol (voir tableau 1.10).

Tableau 1.10 : Valeur du coefficient  $\alpha'$  [45]

$H/B$	0.0	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	10.0	$\infty$
Fondation circulaire	$\alpha' = 1.0$	0.67	0.50	0.38	0.30	0.28	0.26	0.25
Fondation continue	$\alpha' = 1.0$	0.74	0.53	0.37	0.26	0.20	0.14	0.00

On procède également à une autre correction pour tenir compte des tassements instantanés, qu'on calcule par la théorie d'élasticité en utilisant le module d'Young non drainé du sol avec  $\nu=0.5$  [25]. Dans certains cas, il faut se préoccuper des tassements dus au fluage.

La figure 1.28 donne les valeurs du coefficient correcteur  $\mu$  à côté des valeurs de  $A$  qui donne une indication sommaire sur l'état de consolidation du sol.

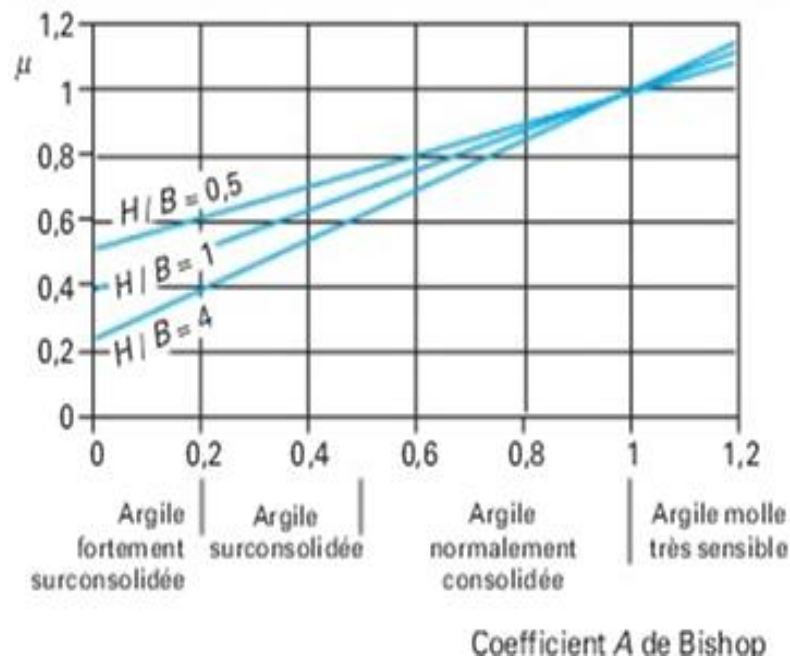


Figure 1.28 : Facteur correcteur  $\mu$  pour tenir compte des déformations latérales [45].

Les conclusions de Burland et al. (1977)[55] relatives aux tassements totaux et immédiats, des sols élastiques et des sols mous sont : pour une argile molle normalement consolidée [56], [24] :

$$s_f = 10 \% s_{oed}$$

$$s_c = s_{oed}$$

$$s = 110 \% s_{oed}$$

Pour une argile surconsolidée :

$$s_r = 50 \text{ à } 60 \% s_{oed}$$

$$s_c = 50 \text{ à } 40 \% s_{oed}$$

$$s = s_{oed}$$

Cette méthode a fait l'objet de plusieurs recherches dans le but de son appréciation. C'est le cas des travaux D'Orazio et Duncan (1987) [145], qui ont obtenu que les tassements calculés par cette méthode sont en bon accord avec les tassements mesurés.

#### 1.4.3.2.2. Méthodes à partir d'essais in-situ

Ces méthodes à partir d'essai in-situ sont très utilisées, notamment pour les sols pulvérulents [24], en raison des difficultés évidentes de prélèvement d'échantillon intact.

- Évaluation des tassements à partir d'essai préssiométrique

En 1962, Menard et Rousseau [49], proposent une méthode pour le calcul des fondations superficielles sur la base des résultats d'essai préssiométrique. C'est une méthode qui prend en considération les deux champs sphérique et déviatorique. Cette méthode divise le massif sous la fondation en deux domaines, le premier situé directement sous la fondation de nature sphérique, limité par une surface sphérique ou cylindrique de diamètre égale à celui d'une fondation circulaire ou rectangulaire, et le deuxième situé directement sous le premier domaine appelé domaine déviatorique. Cette méthode introduit le module préssiométrique, encore appelé module de compression volumique en élasticité [20], [38]), pour tenir compte de la non-élasticité du matériau. Ce module qui correspond au module d'Young dans un sol élastique est une fonction du temps dans la mesure où le tassement ainsi obtenu correspond à une certaine durée de vie de la construction, son évolution est donnée en utilisant les courbes de fluage obtenues lors de l'essai préssiométrique.

Le tassement dans ce cas est considéré comme étant la somme de deux tassements, le tassement de consolidation  $s_c$  (Zone A, appelé également tassement volumique ou sphérique [2], [45], [19], [25]) et le tassement déviatorique  $s_d$  (Zone B), donné respectivement par les formules :



$$s_c = \frac{\alpha}{9E_m} (\sigma - \gamma \cdot D) \cdot \lambda_c \cdot B \quad \text{Zone A}$$

$$s_d = \frac{2}{9E_m} (\sigma - \gamma \cdot D) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad \text{Zone B}$$

Où :  $B_0 = 0,6 \text{ m}$ ,  $B$  : largeur de la fondation

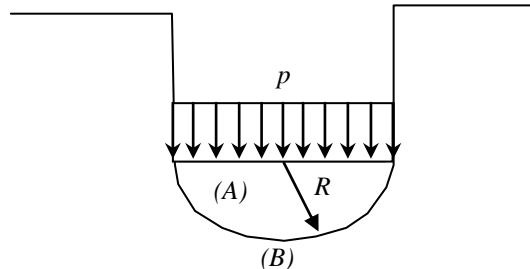


Figure 1.29 : Modèle de tassement de Menard [19]

$\sigma$  est la composante normale de la contrainte du sol sous la fondation pour l'état limite de service.

$E_M$  est le module préssiométrique du sol

$\alpha$  coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol, il est donné par :

Tableau 1.11 : Valeur de  $\alpha$  [14]

Type	tourbe	Argile		limon		sable		Sable et gravier		Type	roche
	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$		$\alpha$
Sur consolidé		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normale	1/2
Sous consolidé		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
	Très altéré									2/3	

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  sont appelés coefficients de forme, ils sont en fonction du rapport  $L/B$ , donné par le tableau ci-dessous :

Tableau 1.12 : Valeur de  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  [14]

$L/B$	cercle	carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
$\lambda_d$	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Dans le cas d'un sol hétérogène, on découpe le sol en tranches successives d'épaisseur  $B/2$  et numéroté de 1 à 16.

La valeur de  $E_M$  utilisée pour le calcul de  $s_c$  est celle du module préssiométrique de la première tranche sous la fondation.

La valeur de  $E_M$  utilisée pour le calcul de  $s_d$  est donnée par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_m} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}} \quad (1.20)$$

$E_{i,j}$  est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches  $i$  à  $j$ .

Par exemple :

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

(1.21)

Si les valeurs  $E_9$  à  $E_{16}$  ne sont pas connues, mais supérieures aux valeurs sus-jacentes,  $E_m$  est donné par :

$$\frac{3.6}{E_m} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} \quad (1.22)$$

Si, de plus les modules  $E_6$  et  $E_8$  ne sont pas connus,  $E_m$  est donné par :

$$\frac{3.2}{E_m} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} \quad (1.23)$$

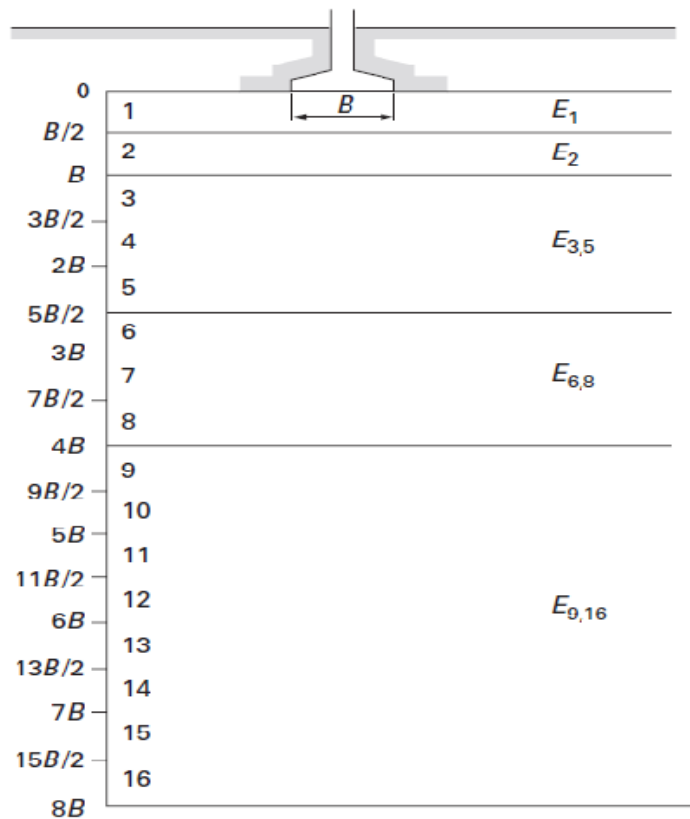


Figure 1.30 : Modules pressiométriques à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation [45]

Cette méthode a fait ces preuves depuis une longue période bien qu'elle néglige une partie des déformations déviatoires, qui prennent naissance immédiatement sous la fondation, et isotropes qui prennent naissance à l'extérieur de la fondation. Cette situation est due à l'approximation de L. Ménard de la valeur du module de cisaillement  $G$  de l'élasticité linéaire où il l'a prise égale à  $3G_M$  qui est le module de cisaillement calculé par l'appareil préssiométrique [38].

La méthode préssiométrique [7] et [11] a prouvé sa capacité de fournir des résultats relativement proches de la réalité, donc satisfaisants. Cette méthode a fait ses preuves et a été adoptée pour la prévision des tassements des fondations suite à plusieurs recherches dont l'objectif était d'estimer cette prévision en confrontant les formules proposées avec des mesures réelles. Parmi ces chercheurs on cite : Baru (1973), S.Amar et al. (1977), Baguelin et al. (1978).

Ces formules ne cessent d'être démontrées, et à chaque fois leur fiabilité est prouvée, comme indiqué par F.Baguelin (2009) [11].

D'après S.Amar et al., lorsque le mode opératoire du pressiomètre n'est pas respecté, sa mise en place peut provoquer le remaniement des parois de forage et faire chuter ainsi les valeurs des modules mesurées [50], [7].

- Évaluation des tassements à partir d'essais de pénétration statique

Le pénétromètre statique est parmi les plus anciens essais in situ, ainsi plusieurs recherches aussi bien théoriques que statistiques essayent d'obtenir des corrélations entre la résistance de pointe  $q_c$  et d'autres coefficients, comme le module œdométrique  $E_{Oed}$  ou la constante de compressibilité  $C_c$  donné par l'essai œdométrique.

D'après Amar et al. (1972) [51], il n'est pas aisé de déterminer le tassement des fondations reposant sur une argile à partir de  $q_c$ . Toutefois certains chercheurs ont grandement développé cet axe, tels que Buisman en Hollande et Sanglerat en France. Les chercheurs se sont basés communément sur la relation :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{C} \times \frac{\Delta P}{P_0} \quad (1.24)$$

$$\text{Avec : } C = \alpha \times \frac{\Delta P}{P_0}$$

$\Delta P$  est l'incrément de contrainte (négligeable devant  $q_0$ )

$P_0$  est la contrainte effective verticale à la base de la fondation.

$C$  est une constante de compressibilité.

Les méthodes indirectes sont assez grossières et ce champ est un vaste domaine de recherche mais elles peuvent toujours servir dans d'avant-projet afin d'avoir une idée sur le tassement attendu.

Ainsi, à ce jour il n'y a pas de méthode définitive dans ce domaine [52].

- Évaluation des tassements à partir de la théorie d'élasticité

En 1970, Schmertmann [80] propose une méthode semi-empirique pour évaluer le tassement basé sur l'analyse élastique appuyée par la méthode des éléments finis et un modèle d'essai de données.

L'analyse par les éléments finis utilise le modèle hyperbolique développé par Duncan et Chang (1970) et les essais sur le modèle ont été effectués sur des semelles de largeur B égale à 6 Inches (15 cm environ) reposant sur du sable.

La formule de calcul de tassement est :

$$s = C_1 C_2 q_{net} \sum_{z=0}^{z=2B} \frac{I_z}{E} dz \quad (1.25)$$

$C_1$ ,  $C_2$  sont définis comme étant la profondeur et le facteur de correction de temps calculé en utilisant les équations :

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_{v0}}{q_{net}} \geq 0.5 \quad (1.26)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left( \frac{t'}{0.1} \right) \quad (1.27)$$

$\sigma'_{v0}$  est la contrainte effective verticale au niveau de la base de fondation

$q_{net}$  est la pression nette à la base de la fondation

$t'$  est le temps total depuis le début de l'application de la charge

$I_z$  est le facteur d'influence de déformation verticale qui suit une distribution triangulaire avec la profondeur

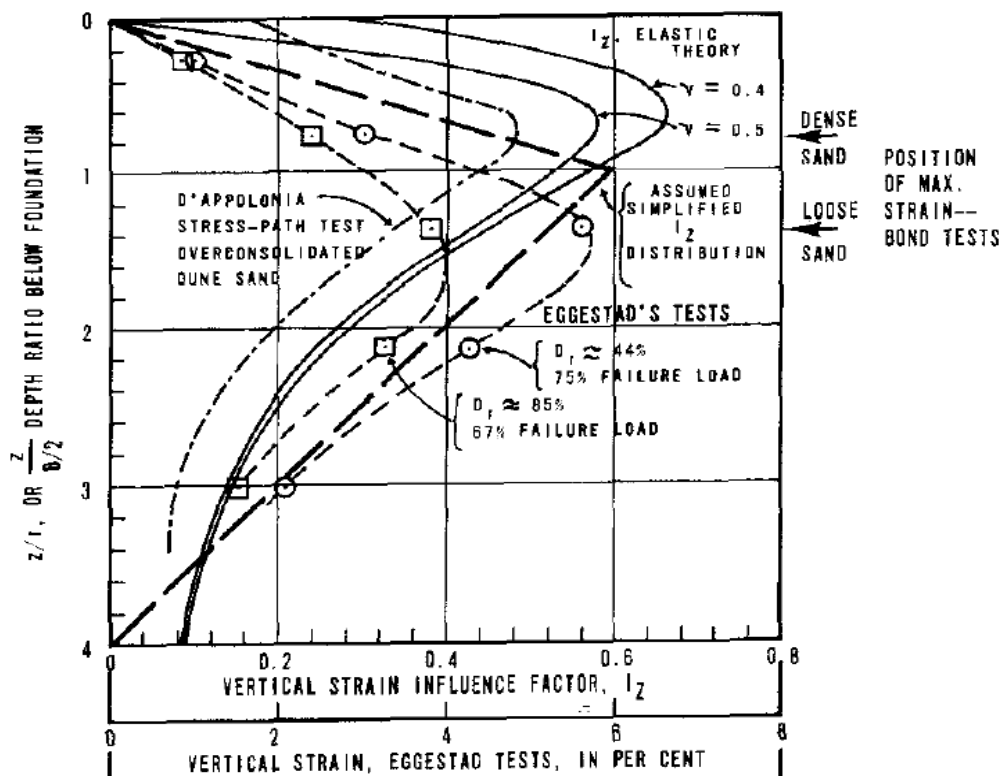


Figure 1.31 : Distribution théorique et expérimentale du facteur d'influence de déformation verticale (d'après Schmertmann 1970) [80]

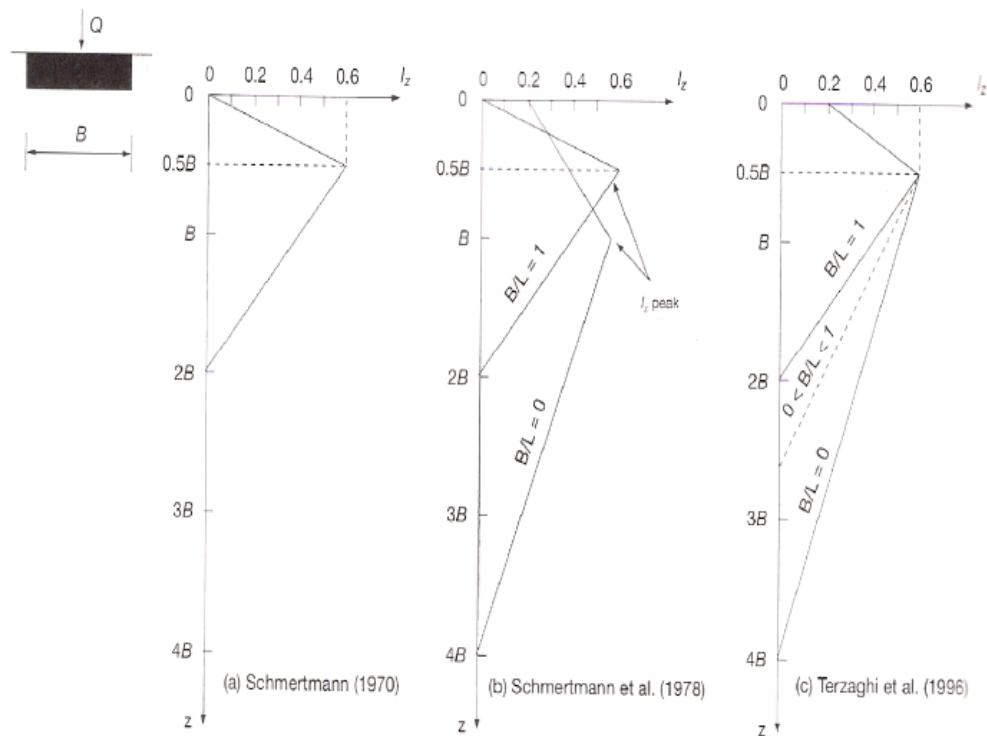


Figure 1.32 : Variation de  $I_z$  avec la profondeur (d'après Das & Sivakugan 2007)  
[88], [82]

$E$  est le module d'élasticité estimé à partir de l'essai CPT

Pour une semelle carrée :  $E= 2.5 q_c$

Pour une semelle filante :  $E= 3.5 q_c$

Pour une semelle rectangulaire,  $E$  est obtenu par interpolation entre la valeur de  $E$  pour une semelle filante et carrée sur la base de  $B/L$ , où  $B$  est la largeur de la fondation et  $L$  est sa longueur.

Terzaghi et al. (1996) [81], simplifie la distribution de  $I_z$  pour les deux types de fondation carrée et filante en utilisant la valeur de  $I_z$  pour une semelle rectangulaire :

$$I_z = 2B \left( 1 + \log \left( \frac{L}{B} \right) \right) \quad \text{Où } L/B = 10, \text{ représente une semelle filante}$$

## 2.5 Conclusion :

Les essais de pénétration statique et dynamique ont connu à notre époque un essor considérable vu les simplicités qu'ils offrent. La littérature mondiale est assez pauvre en matière d'études théoriques en vue de l'interprétation des essais

de pénétration, notamment les essais DPT et CPT, vu la complexité de l'interaction sol/ appareillage pénétrométrique et l'aspect dynamique du phénomène de battage. L'essai de pénétration dynamique DPT est présenté dans la littérature géotechnique francophone comme étant un moyen expérimental rudimentaire pour apprécier qualitativement la consistance et la résistance des couches traversées. La capacité portante est grossièrement estimée à partir de cet essai et il n'existe pas d'approche de calcul de tassement des fondations.

L'essai de pénétration statique (CPT), quant à lui, présente plusieurs avantages dans ce domaine pour les sols pulvérulents (Méthode de Schmertmann 1978). Or, un manque considérable a été soulevé pour les sols cohérents

Le tassement des fondations superficielles est l'un des domaines de recherche les plus étudiés durant ces quatre dernières décennies, car c'est un phénomène non seulement inévitable, mais il constitue l'un des critères employés dans le dimensionnement de ces fondations.

Le calcul du tassement des fondations superficielles est l'un des aspects les plus courants dans l'analyse géotechnique. Les méthodes courantes basées sur les essais in-situ sont parmi les méthodes utilisées dans ce calcul, mais elles sont limitées à des catégories de sols bien définis.

## CHAPITRE 2

### CALCUL DU TASSEMENT DANS LES SOLS FINS À PARTIR DE L'ESSAI DE PÉNÉTRATION STATIQUE

#### 3.1 Introduction

Le tassement est engendré par les déformations perceptibles dès l'application d'une charge sur un massif de sol. Ce phénomène est inévitable qu'on doit contrôler en le gardant admissible. Les causes de tassement sont multiples [13], [30]:

- La forme de la fondation
- La répartition de la charge (variabilité des contraintes)
- Les conditions aux limites (épaisseur des couches, coordonnées de calcul)
- Les propriétés des différentes couches du sol

Dans la littérature, plusieurs méthodes basées sur la théorie de l'élasticité ont été établies pour le calcul du tassement des fondations, elles tiennent compte de plusieurs facteurs, notamment du module d'Young  $E$ , appelé module de déformation.

Le calcul du tassement, à partir des essais in-situ, a fait l'objet de plusieurs études dans l'optique d'interpréter la réponse du sol à la pénétration de la pointe pénétrométrique, et d'en déduire les caractéristiques géotechniques. On peut citer : Abu-Farsakh 2004, Abu- Farsakh et al. 2007, Yu and Abu-Farsakh 2011, Damasceno and Badu-Tweneboah 2011, Abu-arsakh and Yu 2013 [99, 102,134, 110, 134],.

#### 4.1. Objectif

Il s'agit de proposer une approche permettant le calcul du tassement des fondations superficielles dans les sols fins saturés, en utilisant l'essai de pénétration statique.

Le tassement sera estimé à partir du module œdométrique sécant  $M$  : c'est l'approche directe.



Plusieurs chercheurs ont proposé des formules qui lient ce module à la résistance de pointe de cet essai : Buisman (1940), Janbu (1963), Sanglerat (1972), Schmertmann (1978), Senneset et al. (1989), Kulhawy et Mayne (1990) et Jovan Br.Papic (2009). [135, 117, 33, 134, 61, 9].

Dans ce qui suit, on proposera deux approches :

La première approche est à caractère empirique. Elle regroupe deux variantes :

Variante 1 : établie à partir de la courbe œdométrique bilinéaire d'un échantillon intact, elle correspond, d'après J.M Duncan et A.L Buchignani (1976), aux droites enveloppant la courbe œdométrique  $e - \log(\sigma_v)$ . On l'appellera approche bilinéaire empirique qu'on notera [ABE].

Variante 2 : elle repose sur la courbe œdométrique réelle  $e - \log(\sigma_v)$ , de forme hyperbolique. On l'appellera approche hyperbolique empirique qu'on notera [AHE].

La deuxième approche est analytique et repose sur des démonstrations analytiques considérant la courbe œdométrique bilinéaire. On l'appellera approche bilinéaire analytique qu'on notera [ABA].

Ces approches seront comparées en utilisant l'approche traditionnelle développée par Terzaghi, qui utilise la méthode unidimensionnelle, pour le calcul du tassement supposé causé par la consolidation, (Chunlin 2014) [143].

### 3.3. Méthodologie

#### 2.3.1 Collecte des données

Les données proviennent de rapports géotechniques suite à 50 sondages de différentes profondeurs répartis sur 35 sites situés dans le nord d'Algérie (centre et est) tel qu'indiqué sur la figure 2.1. La majorité des rapports été réalisés par des laboratoires étatiques.

Les sondages carottés permettent de calculer paramètres suivants :

- La teneur en eau  $w$  (%), et le degré de saturation  $S_r$  (%)
- La limite de plasticité ( $W_p$ ) et de liquidité ( $W_l$ )
- Le poids volumique sec  $\gamma_d$
- Le pourcentage des granulats.
- Les paramètres de compressibilité :  $\sigma_c$ ,  $C_c$ ,  $C_s$  et  $E_{oed}$

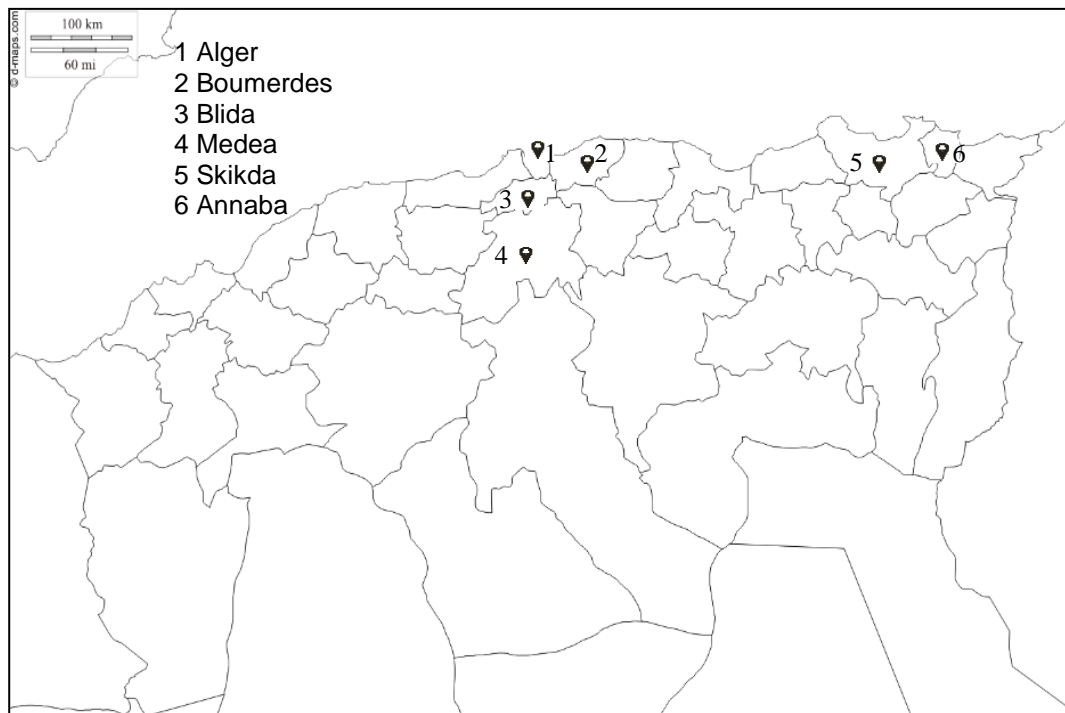


Figure 2.1 : Localisation des sites d'échantillonnage des sols argileux étudiés.

Ces paramètres permettront d'identifier la classe de sol traité à travers ses caractéristiques physiques.

L'analyse de la courbe de compressibilité bilinéaire nous renseignera sur l'état du sol étudié : sol sous consolidé, sur consolidé ou normalement consolidé. Les sols sous consolidés seront exceptés de cette étude du fait de l'impossibilité de déterminer le module de déformation initiale  $M_0$ . De cette analyse on déterminera également  $\sigma_c$ , très utile dans la détermination de la formule appropriée de calcul du tassement.

### 2.3.2. Estimation du module élastique du sol

L'avantage majeur de cet essai (solicitation du sol dans son environnement naturel), a permis une estimation de  $M$  par corrélation avec la résistance de pointe mesurée : (Janbu 1963 [117], Kantey 1965 [118]. Thomas 1968 [132], Meigh et Corbett 1969 [123], Sanglerat 1972 [33], Senneset et al., 1989 [130], Briaud 2001 [8], Mayne 2001 [120], AbdelRahman et al. 2005 [98], RohitRay 2007 [128], Jovan 2009 [9], Rito et Sugawara 2009 [10], Robertson et Cabal 2015 [127], Vendel

2013 [133], Mayne 2007 [121], Becker 2010 [103], Cai et al. 2010 [144], Hong et al. 2011 [116], Duncan et Bursey 2013 [109], Lin et al., 2014 [119], McNulty et Harney 2014 [122]).

En première étape, le but de ce calcul est d'obtenir une loi de comportement relative aux sols selon l'approche suivie, ensuite on établira une relation entre ce  $M$  et la résistance de pointe  $q_c$ . Ces sols doivent être de même classification.

Afin de déterminer  $M$  et  $M_0$ , on suivra les démarches suivantes :

- Calcul du tassement de consolidation primaire  $S_c$  par la méthode d'intégration des tranches, à la base des courbes œdométriques bilinéaires (voir figure 2.2). Cette méthode a été programmée en langage Fortran offrant un gain en temps calcul vu le nombre important des données à traiter.

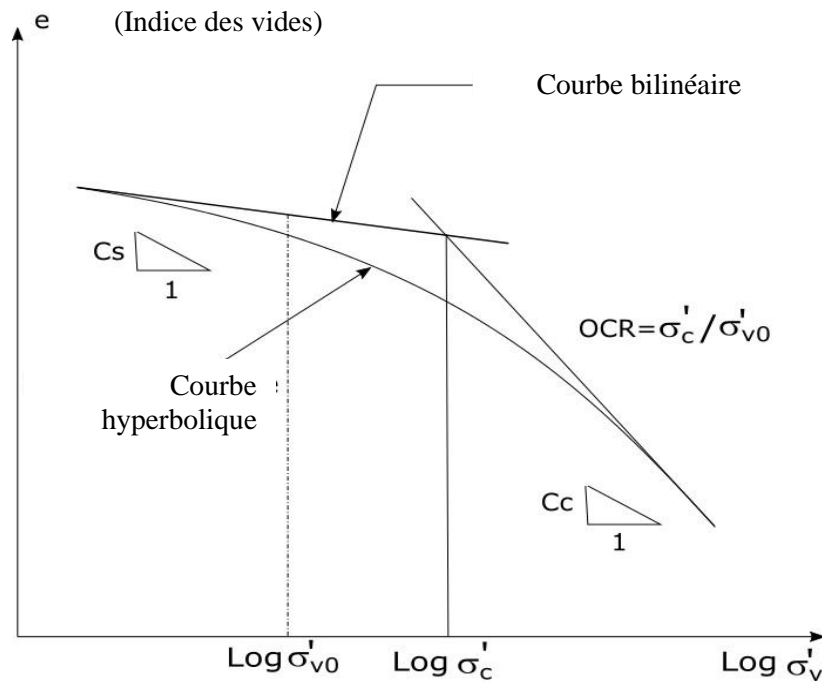


Figure 2.2 : Courbe de compressibilité d'un échantillon intact

- Calculer :  $\varepsilon_z = s_c / H_0$  où  $H_0$  est considéré comme l'épaisseur de la tranche, et tracer la courbe de chargement :

$\Delta\sigma_v = f(\varepsilon_z)$  (voir Figure 2.3)

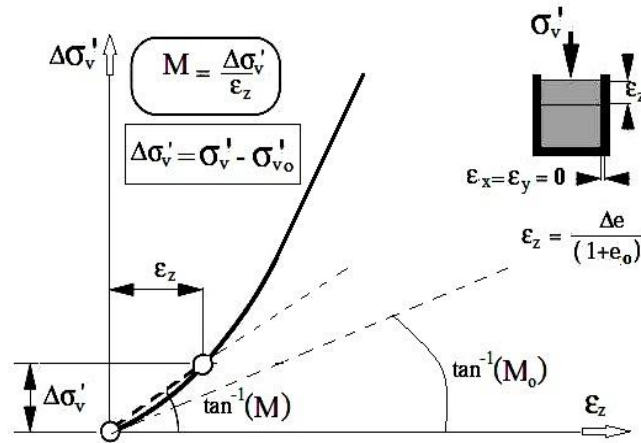


Figure 2.3 : Schéma explicatif d'une courbe de chargement 1D [142]

- Calculer :  $M = \frac{\Delta\sigma_v'}{\varepsilon_z}$  qui est le module tangent.
- Calcul du module œdométrique initial  $M_0$  par ajustement de la courbe de chargement par une fonction hyperbolique de la forme :  $\Delta\sigma_v' = \frac{\varepsilon_z}{a + b \times \varepsilon_z}$  afin de déterminer la pente initiale  $a = \frac{1}{M_0}$  considérée comme l'inverse de  $M_0$ .  
 $M_0$  est indépendant des dimensions de la semelle et de sa fiche.
- Calculer le rapport :  $M/M_0$ , estimé en fonction de l'incrément relatif  $\Delta\sigma_v'/\sigma_{v0}$
- Le rapport  $M/M_0$  est calculé à la profondeur où l'essai œdométrique a été réalisé.
- D'après les rapports géotechniques traités, les sols sont des argiles saturées peu à très plastiques, et classés comme des sols sur consolidés.  
Le tableau ci-dessous résume les intervalles les caractéristiques des sols étudiés :

Tableau 2.1 : Résumé des principales propriétés géotechniques des échantillons étudiés (CPT)

Essai de pénétration	CPT
Nombre de sites	35
Nombre de sondages	50
Nombre d'échantillons	267
Classe du sol (classification USCS)	CL-CH

Degré de saturation $S_r$ (%)	82-100
OCR (Over-Consolidation Ratio)	1.1-5.6
$C_c/(1+e_0)$ (Compressibilité)	0.015-0.300
Résistance de pointe (MPa)	$0.9 < q_c < 50$
Indice de compression $C_c$	0.02-0.73
Indice de surconsolidation $C_s$	0.00-0.16

On a deux cas pour le calcul du tassement par la méthode des tranches :

- Pour chaque tranche  $i$  on a :

Pour  $\sigma_v' < \sigma_c$  :

$$s_{ci} = \frac{C_s}{1+e_0} H_0 \text{Log} \left( \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right) \quad (2.1)$$

- Pour  $\sigma_v' > \sigma_c$  :

$$s_{ci} = \frac{C_s}{1+e_0} H_0 \text{Log} \left( \frac{\sigma_c}{\sigma_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1+e_0} H_0 \text{Log} \left( \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_c} \right) \quad (2.2)$$

Le tassement total à la base de la fondation est :

$$s_c = \sum s_{ci} \quad (2.3)$$

Vu le nombre élevé de calculs à exécuter, on a mis au point un programme en langage Fortran accomplissant cette tâche de façon exacte et en un temps minimum.

## 2.4. Approche bilinéaire empirique (BEA)

### 2.4.1. Loi de comportement

La loi de comportement qu'on a établie relie  $M/M_0$  et  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$ .

On calcule le tassement de consolidation primaire selon qu'on a  $\sigma_v' > \sigma_c$  ou  $\sigma_v' < \sigma_c$  (équations (2.1), (2.2)), on déduit  $M/M_0$  en fonction de  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  pour ces deux cas, et on ajuste linéairement  $M/M_0 = f(\Delta\sigma_v/\sigma_{v0})$  afin de vérifier si ces deux rapports sont liés.

Pour  $\sigma_v' < \sigma_c$  :

$\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  varie entre 0.000366 et 0.9118 avec une moyenne de 0.076 et un coefficient de variation  $C_v=1,54$ .

L'ajustement linéaire effectué dans cet intervalle montre qu'on a une relation linéaire entre  $M/M_0$  et  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  de la forme :

$$\frac{M}{M_0} = 1 + 0.458 \times \left( \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right) \quad (2.4)$$

Avec un coefficient d'ajustement linéaire  $R= 99.99 \%$ .

La valeur de 1 dans cette équation est imposée pour un chargement  $\Delta\sigma_v = 0$  pour lequel on doit avoir :  $M=M_0$ .

La figure 2.4. montre cette variation.

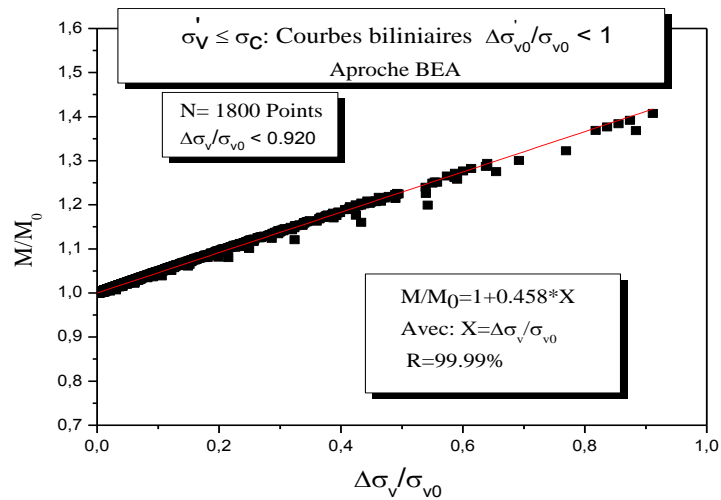


Figure 2.4 : Ajustement linéaire de  $M/M_0$  en fonction de  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  pour  $\sigma_v' < \sigma_c$

Pour  $\sigma_v' > \sigma_c$

On obtient la relation linéaire suivante :

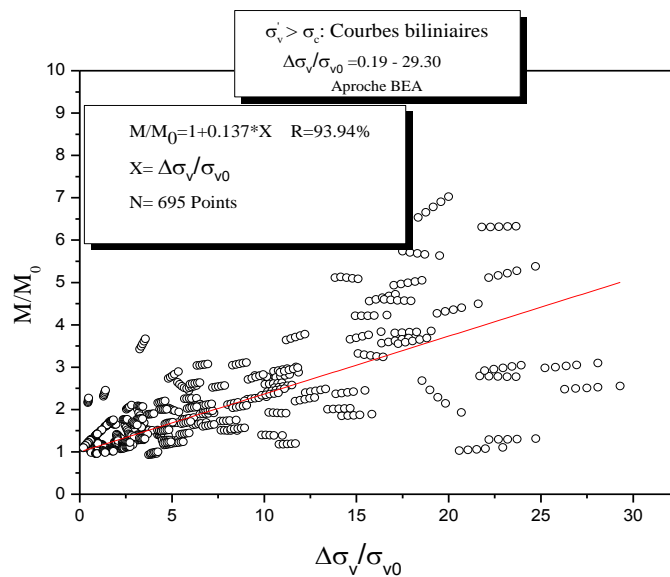


Figure 2.5 : Ajustement linéaire de  $M/M_0$  en fonction de  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  Pour  $\sigma_v' > \sigma_c$

Le rapport  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  varie entre 0.189 et 29.30 avec une valeur moyenne de 7.17 et un coefficient de variation  $C_v=0,92$ .

L'ajustement linéaire effectué dans cet intervalle montre qu'on a une relation linéaire entre  $M/M_0$  et  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  de la forme :

$$\frac{M}{M_0} = 1 + 0.137 \times \left( \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right) \quad (2.5)$$

Avec un coefficient d'ajustement linéaire  $R= 93.94 \%$ .

On a opté pour la loi linéaire (2.5) suite aux considérations suivantes :

1. Éviter, dans tous les cas, la présence des paramètres de l'essai œdométrique
2. La relation linéaire se justifie mathématiquement, et se démontre comme suit :

$$\Delta\sigma_v = M \times \varepsilon_z \quad (2.6)$$

La courbe de chargement (figure 2.3) peut-être ajustée par une fonction hyperbolique de la forme suivante :

$$\Delta\sigma_v = \frac{\varepsilon_z}{(a - \beta \times \varepsilon_z)} \quad (2.7)$$

La pente initiale de cette courbe représente le module œdométrique initial, elle est donnée par la relation :

$$M_0 = \frac{1}{a}$$

En divisant l'équation par  $\sigma_{v0}$  et après réarrangement, on obtient :

$$\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} = \frac{\varepsilon_z}{\left( \frac{\sigma_{v0}}{M_0} \right) - \beta \sigma_{v0} \varepsilon_z} \quad (2.8)$$

$$M = \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0} \varepsilon_z} = \frac{1}{\frac{\sigma_{v0}}{M_0} - \beta \sigma_{v0} \varepsilon_z} \quad (2.9)$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{1}{1 - \beta M_0 \varepsilon_z} = \frac{1}{1 - \beta M_0 \left( \frac{\Delta\sigma_v}{M} \right)} = \frac{1}{1 - \beta \left( \frac{\Delta\sigma_v}{M} \right)} \quad (2.10)$$

On pose:

$$y = \frac{M}{M_0}$$

$$y = \frac{1}{1 - \beta \left( \frac{\Delta \sigma_v}{y} \right)} = \frac{1}{1 - \frac{\beta}{y} \sigma_{v0} \left( \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)} \quad (2.11)$$

On obtient:

$$y \left( 1 - \beta \sigma_{v0} \left( \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right) \frac{1}{y} \right) = 1 = y - \beta \sigma_{v0} \left( \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right) = y - \delta \left( \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right) \quad (2.12)$$

Soit, finalement :

$$\frac{M}{M_0} = 1 - \delta \left( \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right) \quad (2.13)$$

$\beta$  est un coefficient évalué par ajustement, il est identique à  $\delta$ .

### 3.4.2. Corrélations entre les paramètres des essais œdométrique et de pénétration statique

Les corrélations entre les essais (in-situ et/ou au laboratoire) sont une idée qui a captivé depuis longtemps les chercheurs. Leur avantage est qu'en cas d'absence des caractéristiques d'un essai<sup>1</sup>, on peut rattacher les caractéristiques d'un autre essai<sup>2</sup>, à partir de la relation établie entre les deux essais.

Les corrélations qu'on a abordées dans ce travail sont entre des paramètres de même dimension, il s'agit de :

$$M_0/q_c, \sigma_c/q_c$$

Lorsque l'ajustement linéaire n'est pas possible, on opère autrement. D'après Cassan, il existe des tests permettant de s'assurer du caractère aléatoire d'une série d'observations successives [84, 136], mais l'utilisation préalable de ces tests n'est pas vraiment utile du moment que l'on cherche à ajuster les observations sur une loi statistique connue. Donc on opère de la manière suivante :

1. Établissement de l'histogramme : des  $n$  mesures groupées en  $k$  classes ( $k \geq 5$ ) de même largeur. Dans notre cas  $n$  représente les mesures de  $M_0/q_c$ ,  $\sigma_c/q_c$  et la condition relative à  $k$  est vérifiée.
2. Ajustement du l'histogramme sur une loi de probabilité connue, dans notre cas c'est la loi normale de Laplace – Gauss.
3. Pour la vérification de la qualité de l'ajustement on s'appuie sur le teste du  $\chi^2$ , vu qu'on a une population  $n > 30$  [136, 137].



Observations:

1. Les données proviennent des rapports géotechniques réalisés sur différents sites. Ce mode opératoire à été adopté pour les raisons suivantes : effectuer des essais réels (cas idéal) n'est pas évident dans notre cas, ainsi travailler sur des rapports réalisés reflète mieux l'état réel (qualité d'essais, précision...)
2. Le dépouillement des données utilisées dans l'étude des corrélations a été réalisé entre le sondage carotté qui fournit les données de compressibilité œdométrique et le lieu le plus proche où l'essai de pénétration statique été réalisé.
3. Les points étudiés des deux essais se trouvent à la même profondeur.

2.4.2.1. Corrélations entre  $\sigma_c$  et  $q_c$

En aval de la mise au point de la méthode de calcul de tassement on examine l'existence d'une relation entre  $\sigma_c$  et  $q_c$ , sinon, on examine si les échantillons collectés contiennent une moyenne qui représente la population étudiée ?

Les résultats obtenus sont montrés sur les figures ci-dessous :

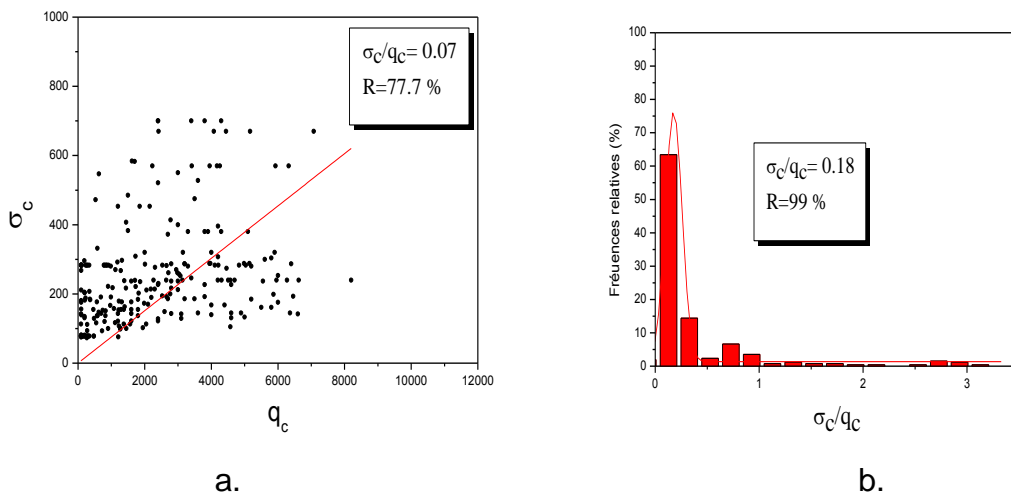


Figure 2.6 : Corrélation effectuée entre  $\sigma_c$  et  $q_c$

En observant la figure 2.6.a, on remarque le caractère aléatoire de la distribution de  $\sigma_c$  en fonction de  $q_c$ , ce qui nous oriente vers l'analyse statistique de l'histogramme représentant les différentes valeurs de  $\sigma_c/q_c$  (figure 2.6.b). La tendance centrale apparait nettement et l'ajustement de cet histogramme par la loi

normale est fructueux, suite à la vérification du test  $\chi^2$  avec un coefficient d'ajustement  $R=99\%$ .

La valeur moyenne représentant l'échantillon est :  $\sigma_d/q_c=0.18$

On a répertorié plusieurs travaux ayant trait à cette corrélation. Le tableau ci-dessous résume les valeurs du rapport  $\sigma_d/q_c$  établis par différents auteurs.

Tableau 2.2 : Comparaison des valeurs du rapport  $\sigma_d/q_c$  :

Source	Sol	Valeur de $\sigma_d/q_c$
Pant (2007) [124]	Sols de Louisiana	0.14
Powell et al (1988)	Argile surconsolidé	0.50
Abu Farsakh (2003) [101]	Sol cohérent	0.15
Salem and El-Sherbiny (2014) [129]	Argile limoneuse	0.30
Becker (2010) [103]	Argiles de la mer de Beaufort	0.24-2.30
Cai et al. (2010) [138]	Argiles de chine	0.37-0.47
Chung et al. (2002,2012) [105]	Argiles de Pusan	0.18
Hamza and Shahien [114]	Argile tendre	0.23
Chen and Mayne (1994) [72]	Toutes les argiles (base de données mondiale)	0.32
Tavenas and Leroueil (1979) [131]	Base de données de l'Europe de l'est	0.33
Sunitsakul et al (2010) [62]	Argile de Taipei	0.21-0.24
Kulhawy and Mayne (1990) [61]	Argile de Bangkok	0.29
Cette étude	Argile (CL-CH)	0.18

#### 2.4.2.2. Corrélation entre $M_0$ et $q_c$

Confirmer la possibilité d'existence d'une relation entre le module de déformation initiale  $M_0$  et  $q_c$  nous permettra de relier les déformations du sol à sa résistance, ce qui nous donne la possibilité de profiter de ce résultat dans la mise au point de notre approche.

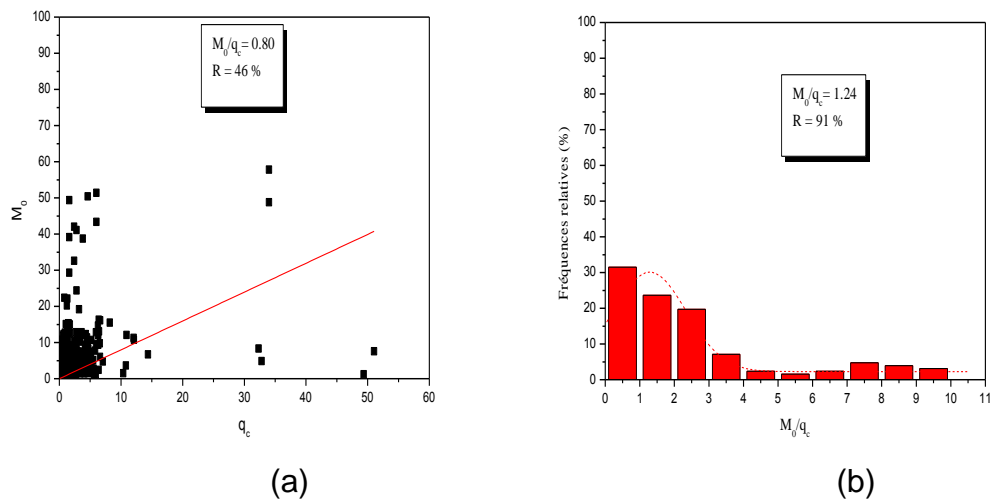


Figure 2.7 : Corrélation effectuée entre  $M_0$  et  $q_c$

La figure 2.7(a), montre le caractère aléatoire de la distribution de  $M_0$  en fonction  $q_c$ .

On procède ainsi de la même manière que dans la première corrélation. L'analyse statistique de l'histogramme représentant les différentes valeurs de  $M_0/q_c$  sur la figure 2.7(b) laisse penser qu'il y a une tendance centrale, ce qui est confirmé par un coefficient d'ajustement par la loi normale :  $R=91\%$ .

La valeur moyenne représentant l'échantillon est :  $M_0/q_c=1.24$

D'après des recherches effectuées à l'École Centrale et à l'I.N.S.A de Lyon en France, les valeurs de  $\alpha$  pour les sols argileux et limoneux sont résumés ci-dessous :

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient  $\alpha$  pour les argiles et les limons [33]

Type de sol	Valeurs de $\alpha=M_0/q_c$
Argile peu plastique	$q_c < 0.7 \text{ MPa}$ $3 < \alpha < 8$
	$0.7 < q_c < 2 \text{ MPa}$ $2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2 \text{ MPa}$ $1 < \alpha < 2.5$
Limon peu plastique	$q_c < 2 \text{ MPa}$ $3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2 \text{ MPa}$ $1 < \alpha < 2$
Argile très plastique	
Limon très plastique	$q_c < 2 \text{ MPa}$ $2 < \alpha < 6$
	$q_c > 2 \text{ MPa}$ $1 < \alpha < 2$

L'attention est attirée sur la valeur de  $q_c$  qui est  $> 2 \text{ MPa}$ , dans notre cas, pour la majorité des rapports géotechniques étudiés.

Sur le tableau 2.3, pour les argiles peu plastiques, et pour  $q_c > 2$  MPa,  $\alpha$  est compris entre 1 et 2,5. La valeur que nous avons obtenue :  $M_0/q_c=1.24$  est dans cet intervalle.

### 3.4.3. Proposition de l'approche de calcul du tassement à partir de l'essai CPT

Le tassement est une conséquence de l'application d'un chargement sur un massif. C'est un phénomène inévitable et qu'on doit contrôler en le gardant aussi minime que possible.

Dans la littérature, plusieurs méthodes basées sur la théorie de l'élasticité sont consacrées et élaborées pour le calcul de tassement des fondations. Ces méthodes tiennent compte de plusieurs facteurs, notamment le module de déformation.

### 3.4.4. Étapes de calcul

Dans ce cadre on explicite les démarches suivies pour la reformulation de notre calcul en introduisant l'essai in-situ de pénétration statique.

On réécrit les équations (2.4) et (2.5) en tenant compte de l'équation (2.6) et en sachant qu'on a :

$$\varepsilon_z = \frac{s_c}{H}$$

On obtient :

$$\text{Pour } \sigma'_v < \sigma_c: s_i^{CPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{M_0 \times (1 + 0.458 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (2.14)$$

$$\text{Pour } \sigma'_v > \sigma_c: s_i^{CPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{M_0 \times (1 + 0.137 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (2.15)$$

En remplaçant les corrélations obtenues dans (2.14) et (2.15), on a :

$$\text{Pour } \sigma'_v < 0.18 \times q_c: s_i^{CPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{1.24 q_c \times (1 + 0.458 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (2.16)$$

$$\text{Pour } \sigma'_v > 0.18 \times q_c: s_i^{CPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{1.24 q_c \times (1 + 0.137 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (2.17)$$

Les équations (2.16) et (2.17) vont faire l'objet d'analyse et d'appréciation.

Le tassement total à la base de la fondation sera calculé à partir de l'équation (2.3), on le notera  $s^{CPT}$ .

Après avoir exécuté le calcul pour tous les sondages, les premiers résultats sont indiqués sur la figure ci-dessous :

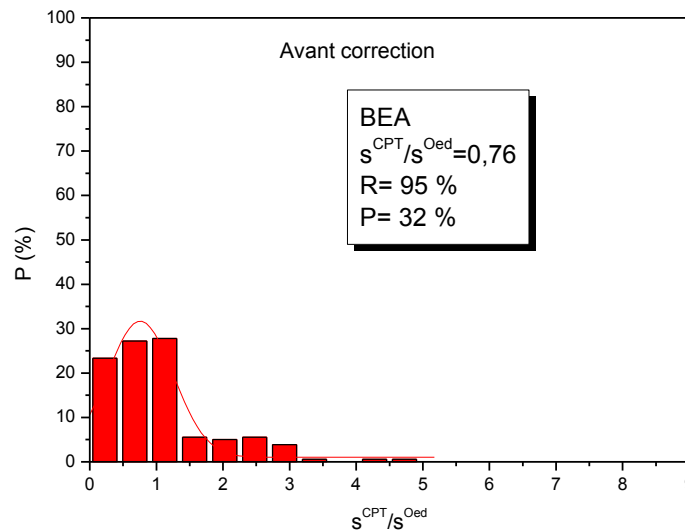


Figure 2.8 : Comparaison entre le tassement calculé  $s^{CPT}$  et le tassement œdométrique  $s^{Oed}$  avant calibration

D'après la figure 2.8, le tassement calculé en utilisant l'essai de pénétration statique est égal à 0.76 du tassement de consolidation, avec un coefficient d'ajustement  $R=95\%$  : ainsi il est fortement probable qu'une relation liant ces deux tassements peut effectivement exister. On propose donc de procéder à une calibration qui est une correction sur le tassement obtenu par l'approche proposée, afin d'avoir l'égalité souhaitée.

Les formules (2.16) et (2.17) deviennent :

$$\text{Pour } \sigma_v < 0.18 \times q_c : s_i^{CPT} = \frac{1.06 \times H \times \Delta\sigma_v}{q_c \times \left(1 + 0.458 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}\right)} \quad (2.18)$$

$$\text{Pour } \sigma_v > 0.18 \times q_c : s_i^{CPT} = \frac{1.06 \times H \times \Delta\sigma_v}{q_c \times \left(1 + 0.137 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}\right)} \quad (2.19)$$

La figure 2.9 ci-dessous, montre les résultats obtenus suite à cette calibration.

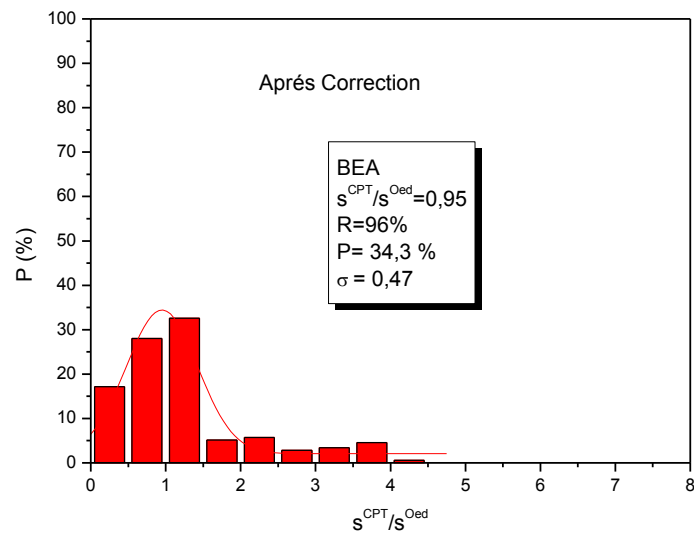


Figure 2.9 : Comparaison entre le tassement calculé  $s^{CPT}$  et le tassement œdométrique  $s^{Oed}$  après calibration

Après correction, on remarque (figure 2.9) une large amélioration de la moyenne. Le tassement obtenu par notre approche, utilisant l'essai de pénétration statique, paraît en accord avec celui obtenu par la méthode utilisant les paramètres de l'essai œdométrique. Le rapport entre les deux résultats est proche de 1.

### 3.5. Approche hyperbolique empirique

#### 3.5.1. Introduction

Cette approche, basée sur la courbe œdométrique hyperbolique ( $e - \log \sigma_v$ ) réelle est établie à partir de la courbe obtenue par l'essai œdométrique. Identiquement à la première approche, on adopte les mêmes démarches pour la réalisation de l'objectif recherché. La loi de comportement sera déterminée à partir de la courbe œdométrique sans procéder à la correction tel que proposé par J.M Duncan et A.L Buchignani (1976) [108].

## 2.5.2 Méthodologie

### 2.5.2.1. Collecte des données

Les sites sont situés, en majorité, dans le nord de l'Algérie. Toutefois, on précise que, dans certains cas, il ne s'agit pas des mêmes rapports traités dans la première méthode (voir figure 2.1 et tableau 2.1).

### 3.5.2.2. Estimation du module œdométrique sécant du sol

L'objectif est l'établissement d'une méthode de calcul du tassement à partir de l'essai de pénétration statique en se basant sur des corrélations (à établir) entre  $M_0$  et  $q_c$  et entre  $\sigma_c$  et  $q_c$ .

#### Démarches suivies :

##### 1. Tracé de la courbe de chargement :

La première étape effectuée était de faire ressortir la courbe de chargement  $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$  pour chaque échantillon, à partir de la courbe de compressibilité œdométrique hyperbolique ( $e - \text{Log}\sigma'_v$ ) afin de pouvoir déterminer  $M_0$ , en procédant comme suit :

En déterminant  $e_0$  et  $\sigma'_v$  on pourra calculer  $\Delta\sigma'_v = \sigma'_v - \sigma'_0$  et  $\varepsilon_z = \Delta e / (1 + e_0)$ . on peut ainsi tracer la courbe  $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$ .

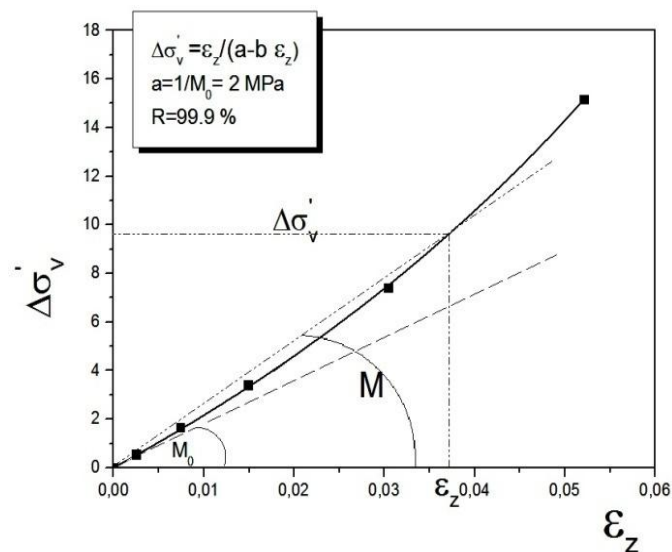


Figure 2.10 : Courbe de chargement expérimental 1D typique

## 2. Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement :

Le tracé la courbe de chargement œdométrique, fait ressortir une allure hyperbolique d'équation a la forme suivante :

$$y = \frac{x}{a + bx} \quad (2.20)$$

y représente les valeurs de  $\Delta\sigma_v$ , et x représente les valeurs de  $\varepsilon_z$ .

D'où :

$$\Delta\sigma_v = \frac{\varepsilon_z}{a + b \times \varepsilon_z} \quad (2.21)$$

La pente initiale de cette courbe est le module œdométrique initial. En ajustant l'hyperbole par la méthode des moindres carrés, la valeur de cette pente est :

$$M_0 = \frac{1}{a} \quad (2.22)$$

## 3. Calcul du module œdométrique **M** sécant pour chaque incrément de charge :

Le module œdométrique sécant est calculé par la formule suivante :

$$M = \frac{\Delta \sigma'_v}{\varepsilon_z} \quad (2.23)$$

Ainsi, on peut calculer le rapport des modules œdométrique sécant M et initial  $M_0$ .

Tracé de la courbe :

$$\frac{M}{M_0} = f\left(\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right) \quad (2.24)$$

## 4. Digitalisation de la courbe pénétrométrique :

La digitalisation des courbes pénétrométriques fournit la résistance statique en pointe en fonction de la profondeur z. Une attention particulière devra être accordée au niveau des pics singuliers car le profil pouvant y être filtré par la digitalisation.

Exemple de calcul (Les unités sont en MPa)

N°	Données Digitalisées		Données d'ajustement		Résultats d'ajustement par moindre carré		
	$\sigma'_v$ (MPa)	e	$\Delta\sigma_v$ (MPa)	$\varepsilon_z$	M (MPa)	M/M <sub>0</sub>	$\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$
1	0,083131	0,68784	0,00000	0,0000	10,65400	1,0000	0,0000
2	0,101129	0,68490	0,01800	0,0017	10,33257	0,9698	0,2165
3	0,140537	0,67929	0,05741	0,0051	11,33241	1,0637	0,6905
4	0,212621	0,66896	0,12949	0,0112	11,57619	1,0866	1,5577



5	0,482973	0,63836	0,39984	0,0293	13,63923	1,2802	4,8098
6	0,942560	0,60115	0,85943	0,0514	16,73294	1,5706	10,3382

Après ajustement par moindre carré, on obtient :

$M_0=10.654$  MPa avec un coefficient d'ajustement  $R= 99.57$  %

Dans cet exemple on a six paliers de chargement.

$\sigma_{v0}$  est la contrainte initiale du poids des terres valant  $\gamma' \times z$ , ( $S_r > 85\%$ , sol saturé).

$\sigma_{v0}$  correspondant au premier point est égale à 0.0831 MPa pour l'échantillon n°1, situé à une profondeur moyenne de 8.15 m (point de l'essai œdométrique) et où  $\gamma'$  est égale à 10.202 KN/m<sup>3</sup>.

$e_0$  correspond à  $\sigma_{v0}$  repéré sur la courbe de compressibilité (voir figure 2.2)

Les autres quantités sont calculées tel qu'expliqué ci-dessus.

Après avoir tracé les courbes  $\frac{M}{M_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$ , pour chaque échantillon du

sol, on constate que cette courbe ressemble à une droite ayant la forme suivante :

$$\frac{M}{M_0} = a + b * \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

$a$  : valeur de  $\frac{M}{M_0}$  lorsque  $\Delta\sigma'_v = 0$ .       $b$  : pente initiale de la droite de régression.

On détermine  $a$  et  $b$  selon la procédure suivante :

- Lorsque  $\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} = 0$ , pas de surcharge  $\Delta\sigma'_v$ , soit  $\sigma'_v = \sigma'_{v0}$ , le module œdométrique sécant est le module œdométrique initial, et  $a$  aura pour valeur 1.
- Pour déterminer la valeur de  $b$ , on a procédé à un ajustement linéaire de toutes les données  $M/M_0$  pour deux cas :  $\sigma'_v < \sigma'_c$  et  $\sigma'_v > \sigma'_c$

Les résultats obtenus sont donnés ci-après :

a) Cas  $\sigma'_v < \sigma'_c$  :

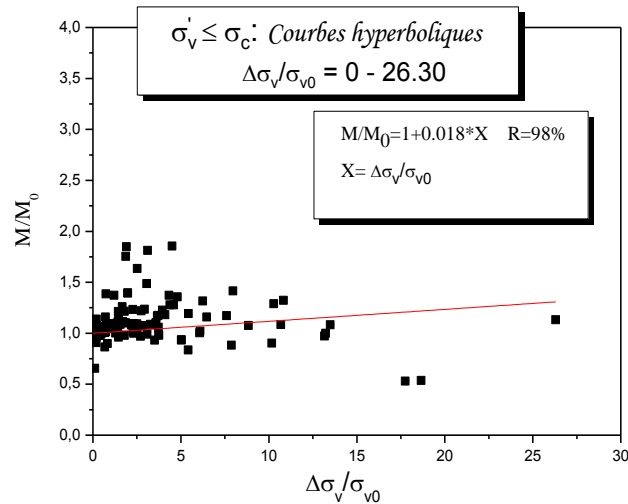


Figure 2.11 : Corrélation entre  $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$ ,  $\frac{M}{M_0}$  pour le cas :  $\sigma'_v < \sigma_c$ .

Les marges des contraintes dans les tranches varient comme suit :  $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} = 0$  à 26.30, avec une valeur moyenne de 1,574 et un coefficient de variation  $C_v=189$  %.

D'après la figure 2.11, et par ajustement linéaire par moindre carré, on constate que la variation de  $M/M_0$  en fonction de  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  est relativement linéaire de la forme :

$$M/M_0 = 1 + 0.018 \times \Delta\sigma_v/\sigma_{v0} \quad (2.25)$$

Avec un coefficient d'ajustement  $R=98\%$ , obtenu en imposant un rapport  $M/M_0=1$  à l'état initial ( $\Delta\sigma_v=0$ ).

b) Cas  $\sigma'_v > \sigma_c$  :

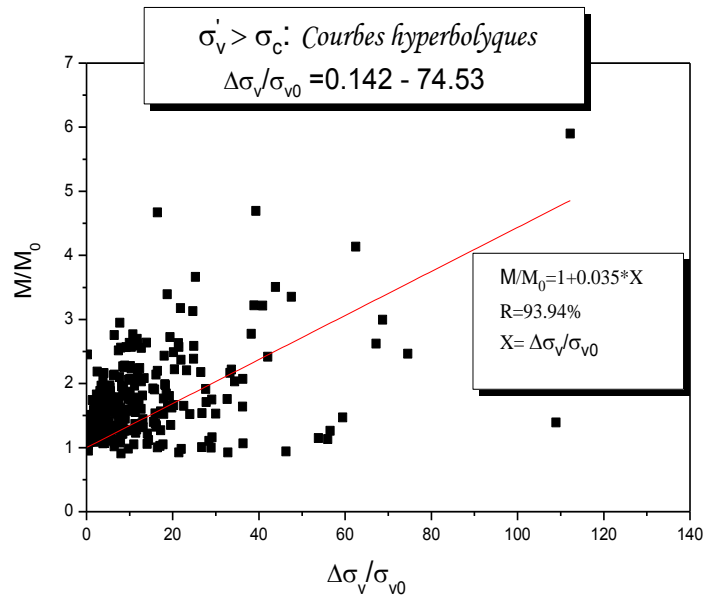


Figure 2.12 : Corrélation entre  $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$  et  $\frac{E}{E_0}$  pour le cas :  $\sigma'_v > \sigma_c$ .

La marge des contraintes à partir des courbes œdométrique expérimentales varie comme suit :  $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} = 0,142$  à  $74,53$ , avec une valeur moyenne de  $9,807$  et un coefficient de variation  $C_v = 125\%$ .

D'après la figure 2.12, et par ajustement linéaire par moindres carrés, on constate que la variation de  $M/M_0$  en fonction de  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  peut être exprimée sous la forme linéaire suivante :

$$M/M_0 = 1 + 0.035 \times \Delta\sigma_v/\sigma_{v0} \quad (2.26)$$

Avec un coefficient d'ajustement  $R=98\%$

### 2.6.2.3 Corrélation entre les paramètres des essais œdométrique et pénétration statique

#### 2.5.2. Corrélation entre $\sigma_c$ et $q_c$

La distribution linéaire de  $\sigma_c$  en fonction  $q_c$  observée sur la figure 2.13(a), montre la très forte possibilité d'existence d'une relation entre ces deux paramètres. La figure 2.13(b) montre l'analyse statistique de l'histogramme des valeurs de  $\sigma_c/q_c$ . La tendance centrale s'observe clairement et l'ajustement de cet histogramme par la loi normale s'avère judicieux, avec un coefficient d'ajustement  $R=98.6\%$ .

La valeur moyenne représentant l'échantillon est :  $\sigma_c/q_c=0.061$

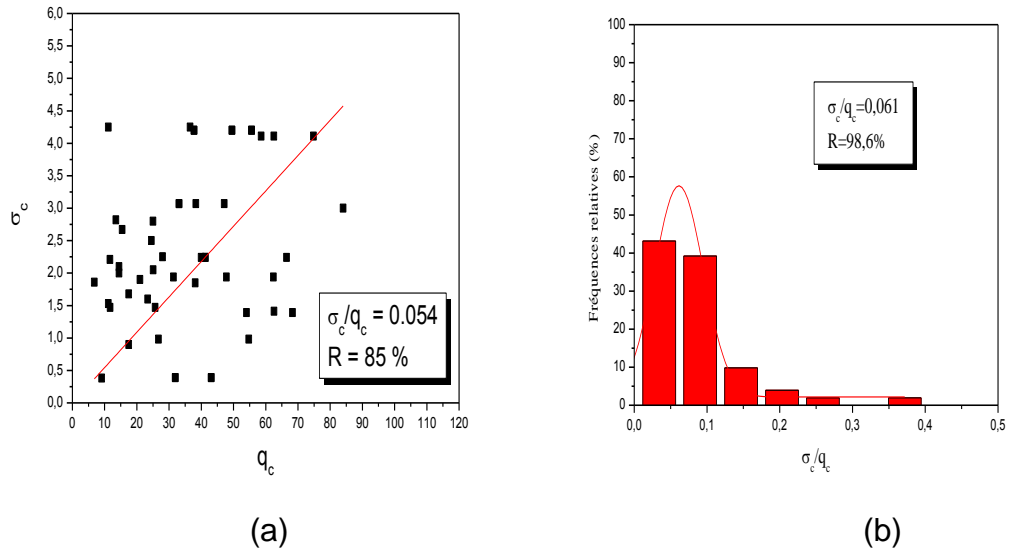


Figure 2.13 : Corrélation effectuée entre  $\sigma_c$  et  $q_c$

2.5.2.3.2. Corrélation entre  $M_0$  et  $q_c$

La figure 2.14(a), montre la distribution de  $M_0$  en fonction  $q_c$ . L'analyse statistique de l'histogramme des valeurs de  $M_0/q_c$ , figure 2.14(b), montre une tendance centrale confirmée par l'ajustement par la loi normale avec un coefficient d'ajustement  $R=99.2\%$ . La valeur moyenne de l'échantillon est :  $M_0/q_c=2.22$

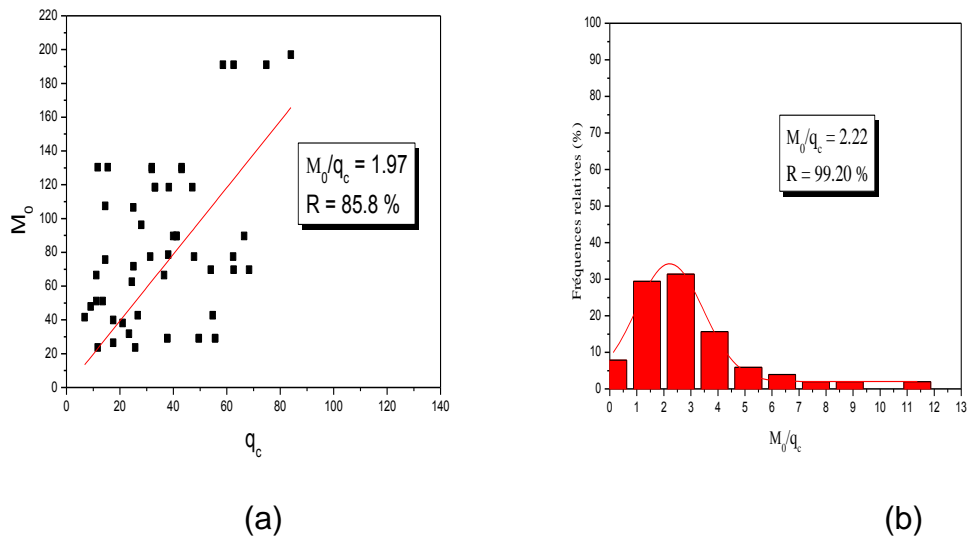


Figure 2.14 : Corrélation effectuée entre  $M_0$  et  $q_c$

### 3.5.2.4. Critiques et conclusions

Conséquemment aux résultats obtenus, il est utile de préciser les points essentiels ayant orienté la décision prise relativement aux valeurs de  $\sigma_c/q_c$  et  $M_0/q_c$  :

L'intéressante idée d'utiliser les avantages de l'essai de pénétration statique a guidé notre objectif de relier la résistance de pointe  $q_c$  aux paramètres  $\sigma_c$ ,  $M_0$  liés à la déformation du sol, même si  $M_0$  et  $\sigma_c$  sont des paramètres de déformation et  $q_c$  une résistance. En fait  $\sigma_c$ ,  $M_0$  et  $q_c$  ont la même dimension d'une contrainte.

La dispersion observée lors de l'ajustement de  $\sigma_c/q_c$  et  $M_0/q_c$  par la méthode des moindres carrés a fait ressortir un probable caractère aléatoire, ainsi on a établi l'histogramme permettant l'ajustement par une loi appropriée.

Les valeurs des corrélations obtenues sont liées au caractère statistique de l'étude mais aussi aux facteurs résumés ci-dessous :

1. On a fait abstraction de la distance entre le sondage carotté et l'essai CPT, ainsi le caractère hétérogène du terrain a été occulté. On a plutôt choisi les points les plus proches d'après le plan d'implantation contenu dans les rapports géotechniques.
2. Les résultats de l'essai de compressibilité, très dépendant du mode opératoire, doivent être considérés avec réserve.
3. Il existe une possibilité d'erreur dans le rapport rédigé par le technicien opérateur.

Les résultats obtenus de  $\sigma_c/q_c$  et  $M_0/q_c$  proviennent uniquement des données étudiées, mais ils ont un sens du fait que la population étudiée est relativement représentative car, pour notre étude on a balayé une zone bien précise (Figure 1).

Il faut préciser que, malgré leur caractère simpliste et expérimental, l'applicabilité des méthodes d'analyse statistique aux études géotechniques, dans des conditions réelles, est relativement délicate. Ainsi on devra relater toutes les démarches suivies ayant mené aux résultats obtenus afin qu'elles soient prises en considération en vue d'autres applications éventuelles.

### 2.5.3 Proposition de l'approche à partir de l'essai CPT

En procédant de la même manière que dans l'approche relative à la variante n°1, on obtient les formules suivantes, pour chaque tranche  $i$  :

$$\text{Pour : } \sigma'_v \leq (\sigma_c = 0,061 \times q_c^i) \quad S_i^{\text{CPT}} = \frac{H^i \times \Delta\sigma_v^i}{2,22 \times q_c^i \times (1 + 0,018 \times \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i})} \quad (2.27)$$

$$\text{Pour : } \sigma'_v \geq (\sigma_c = 0,061 \times q_c^i) \quad S_i^{\text{CPT}} = \frac{H^i \times \Delta\sigma_v^i}{2,22 \times q_c \times (1 + 0,035 \times \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i})} \quad (2.28)$$

$S_i^{\text{CPT}}$  : tassement à partir de l'essai CPT d'une tranche  $i$ .

$H^i$  : épaisseur de la tranche.

$\Delta\sigma_v^i$  : augmentation de la contrainte.

$\sigma_{v0}^i$  : contrainte due au poids des terres.

$q_c^i$  : résistance en pointe dans la tranche  $i$ .

Les résultats obtenus sont traduits sur la figure ci-dessous :

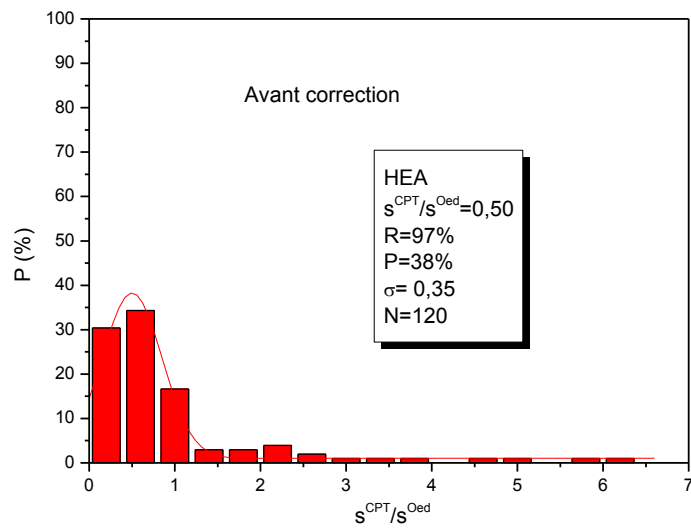


Figure 2.15 : Corrélation entre le tassement œdométrique et le tassement de consolidation calculé à partir de l'essai CPT par ajustement linéaire avant calibration.

La moyenne obtenue n'est pas proche de 1, mais suggère qu'il y a une tendance centrale.

Ce résultat nous conduit à procéder à un calage des formules obtenues ci-dessus, afin de permettre un rapprochement entre les résultats du tassement calculés à partir des deux essais, œdométrique et de pénétration statique.

Ce qui donne :

$$\text{Pour : } \sigma'_v \leq (\sigma_c = 0,061 \times q_c^i) \quad s_i^{CPT} = 0,9 \frac{H^i \times \Delta\sigma_v^i}{q_c^i \times (1 + 0,018 \times \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i})} \quad (2.29)$$

$$\text{Pour : } \sigma'_v \geq (\sigma_c = 0,061 \times q_c^i) \quad s_i^{CPT} = 0,9 \frac{H^i \times \Delta\sigma_v^i}{q_c^i \times (1 + 0,035 \times \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i})} \quad (2.30)$$

Les résultats obtenus suite à ce calage sont représentés sur l'histogramme ci-dessous :

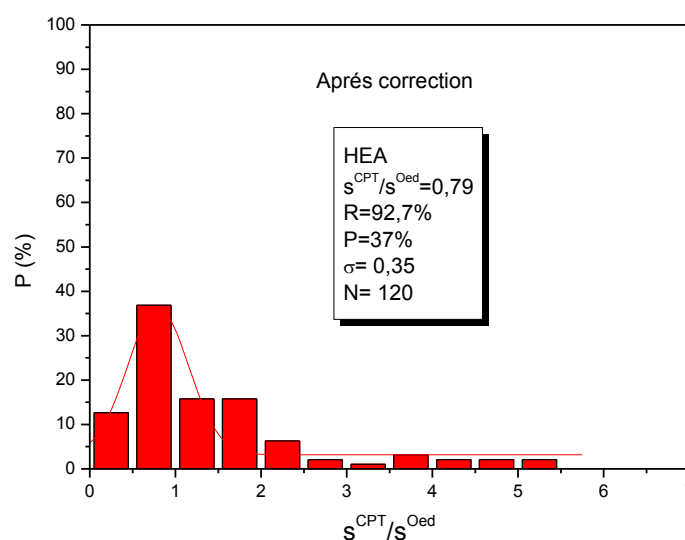


Figure 2.16 : Corrélation entre le tassement œdométrique et le tassement de consolidation calculé à partir de l'essai CPT après calibration.

## 2.6. Approche analytique

### 3.6.1. Introduction

En continuation de notre calcul du tassement de consolidation dans les sols fins à partir de l'essai de pénétration statique, on propose dans cette partie de notre étude des formules de calcul analytiques avec introduction de corrélations entre quelques paramètres qu'on explicitera ultérieurement.

Ces formules analytiques expriment le module sécant du sol en fonction de la résistance de pointe de l'essai de pénétration statique. A cet effet, nos démonstrations ont fait appel à de très utiles développements mathématiques.

### 2.6.2 Méthodologie et collecte des données

Il s'agit d'élaborer des formules analytiques donnant  $M$  et tenant compte de la résistance de pointe  $q_c$  en utilisant des corrélations dont la source des données sera la même que pour la première variante de la première approche.

### 2.6.3 Estimation du module sécant du sol

#### 2.6.3.1 Développement de l'expression de $M_0$



Le module œdométrique initial correspondant à un sol sans surcharge  $M_0$  est défini comme suit :

$$M_0 = \frac{d(\Delta\sigma'_v)}{d\varepsilon_z} \quad (2.31)$$

Quand  $d\varepsilon_z$  tend vers zéro.

On rappelle que cette expression ne dépend pas de la position de  $\sigma'_{v0}$  par rapport à  $\sigma'_c$

On a:

$$\varepsilon_z = \frac{C_s}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (2.32)$$

$$\varepsilon_z \frac{1 + e_0}{C_s} = \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (2.33)$$

En posant les deux parties de l'équation (2.33) comme étant des exposants de 10, on obtient :

$$10^{\varepsilon_z \frac{1+e_0}{C_s}} = 10^{\log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \quad (2.34)$$

En utilisant cette propriété de la fonction log, on obtient :

$$10^{\varepsilon_z \frac{1+e_0}{C_s}} = \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (2.35)$$

$$\Delta\sigma'_v = \sigma'_{v0} \left(10^{\varepsilon_z \frac{1+e_0}{C_s}} - 1\right) \quad (2.36)$$

Par définition :

$$M = \frac{\Delta\sigma'_v}{\varepsilon_z} \quad (2.37)$$

On multiplie l'équation (2.37) par  $\left(\frac{1+e_0}{C_s}\right) / \left(\frac{1+e_0}{C_s}\right)$ , elle devient :

$$M = \frac{\Delta\sigma'_v}{\varepsilon_z} \times \frac{\frac{1+e_0}{C_s}}{\frac{1+e_0}{C_s}} \quad (2.38)$$

Et d'après l'équation (2.31) et (2.36), on a :

$$M_0 = \frac{1 + e_0}{C_s} \times \left[ \frac{d(\sigma'_{v0} (10^{\varepsilon_z \frac{1+e_0}{C_s}} - 1))}{d(\varepsilon_z \times \frac{1+e_0}{C_s})} \right] \quad (2.39)$$

Du moment où  $\sigma'_{v0}$  est une constante, l'équation (2.39) devient :

$$M_0 = \sigma'_{v0} \times \frac{1 + e_0}{C_s} \times \left[ \frac{d \left( 10^{\varepsilon_z \frac{1+e_0}{C_s}} - 1 \right)}{d \left( \varepsilon_z \times \frac{1+e_0}{C_s} \right)} \right] \quad (2.40)$$

l'équation (2.40) peut s'écrire sous la forme :

$$M_0 = \sigma'_{v0} \times \frac{1 + e_0}{C_s} \times \left[ \frac{d \left( 10^{\varepsilon_z \frac{1+e_0}{C_s}} \right)}{d \left( \varepsilon_z \times \frac{1+e_0}{C_s} \right)} - \frac{1}{d \left( \varepsilon_z \times \frac{1+e_0}{C_s} \right)} \right] \quad (2.41)$$

Donc l'équation (2.41) devient :

$$M_0 = \sigma'_{v0} \times \frac{1 + e_0}{C_s} \times \left[ 10^{\varepsilon_z \frac{1+e_0}{C_s}} \times \ln(10) \right] \quad (2.42)$$

Quand  $d\varepsilon_z$  tend vers zéro.

Finalement, on obtient :

$$M_0 = \sigma'_{v0} \times \frac{1 + e_0}{C_s} \times \ln(10) \quad (2.43)$$

L'expression finale de  $M_0$  est celle donnée par l'équation (2.43).

### 2.6.3.2 Développement de l'expression de $M/M_0$

Dans cette partie, ce rapport sera développé pour deux cas, à savoir :

- $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$
- $\sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_v$

#### 2.6.3.2.1. Développement de l'expression de $M/M_0$ pour $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$

On a :

$$M = \frac{\Delta\sigma'_v}{\varepsilon_z} \quad (2.44)$$

D'après l'équation (2), on obtient :

$$\frac{\Delta\sigma'_v}{M} = \frac{C_s}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.45)$$

$\forall x \in R$ , on a:

$$\log_{10}^x = \frac{\ln x}{\ln 10} \quad (2.46)$$

D'où :

$$\frac{M}{\Delta\sigma'_v} = \frac{1 + e_{0s}}{C_s} \times \frac{1}{\log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \quad (2.47)$$

En introduisant la propriété définie en (2.46), on obtient :

$$\frac{M}{\Delta\sigma'_v} = \frac{1 + e_{0s}}{C_s} \times \frac{\ln 10}{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \quad (2.48)$$

$$M = \frac{1 + e_{0s}}{C_s} \times \frac{\ln 10}{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \times \Delta\sigma'_v \times \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.49)$$

$$M = \frac{1 + e_{0s}}{C_s} \times \sigma'_{v0} \times \ln 10 \times \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \quad (2.50)$$

$$M = E_{0sd}^0 \times \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \quad (2.51)$$

D'où finalement :

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \quad (2.52)$$

Expression de  $M/M_0$  lorsque  $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$

#### 2.6.3.2.2. Développement de l'expression de $M/M_0$ pour $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$

Dans ce cas, l'expression de  $\varepsilon_z$  s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_z = \frac{1}{1 + e_0} \times \left[ C_s \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c}\right) \right] \quad (2.53)$$

En utilisant les équations (2.43), (2.52) on obtient :

$$M = \frac{(1 + e_0) \times \Delta\sigma'_v}{\left[ C_s \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c}\right) \right]} \quad (2.54)$$

On a:

$$\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} = OCR \quad (2.56)$$

En multipliant (2.54) par  $\frac{1/C_s}{1/C_s}$  on obtient

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v}{\left[ \log(OCR) + \frac{C_c}{C_s} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_c}\right) \right]} \quad (2.57)$$

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v}{\left[ \log(OCR) + \frac{C_c}{C_s} \log\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_c} + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_c}\right) \right]} \quad (2.58)$$

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v}{\left[ \log(OCR) + \frac{C_c}{C_s} \log\left(\frac{1}{OCR} + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_c} \times \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \right]} \quad (2.59)$$

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v}{\left[ \log(OCR) + \frac{C_c}{C_s} \log\left(\frac{1}{OCR} + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \times \frac{1}{OCR}\right) \right]} \quad (2.60)$$

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v}{\left[ \log(OCR) + \frac{C_c}{C_s} \log\left(\frac{1}{OCR} \times \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)\right) \right]} \quad (2.61)$$

$\forall a \text{ et } b \in \mathbb{N}$ , on a :

$$\log(a \times b) = \log a + \log b$$

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v}{\left[ \log(OCR) - \frac{C_c}{C_s} \log OCR + \frac{C_c}{C_s} \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \right]} \quad (2.62)$$

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v \times \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}}}{\left[ \log(OCR) - \frac{C_c}{C_s} \log OCR + \frac{C_c}{C_s} \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \right]} \quad (2.63)$$

En prenant en considération l'équation (2.46) :

$$M = \frac{\frac{1+e_0}{C_s} \times \Delta\sigma'_v \times \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times \ln 10}{\left[ \ln(OCR) - \frac{C_c}{C_s} \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \right]} \quad (2.64)$$

$$M = \frac{\frac{1 + e_0}{C_s} \times \sigma'_{v0} \times \ln 10 \times \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\left[ \ln(OCR) - \frac{C_c}{C_s} \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \right]} \quad (2.65)$$

$$M = \frac{M_0 \times \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\left[ \ln(OCR) - \frac{C_c}{C_s} \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \right]} \quad (2.66)$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\left( 1 - \frac{C_c}{C_s} \right) \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \quad (2.67)$$

Expression de  $M/M_0$  lorsque  $\sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_v$

#### 2.6.4 Calcul du tassement

On propose de calculer le tassement à partir de l'essai de pénétration statique qui présente les avantages suivants :

1. Enregistrement continu ou quasi continu des propriétés du sol.
2. Non remaniement du sol.
3. Rapidité d'exécution.
4. Faibles dépenses y afférentes.

Deux cas sont envisagés :

- $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$
- $\sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_v$

Pour le premier cas et d'après l'équation (2.23), on a :

$$M = \frac{\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \times M_0 \quad (2.68)$$

En revenant à l'équation (2.44), on obtient :

$$\frac{\Delta \sigma'_v}{\varepsilon_z} = \frac{\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \times M_0 \quad (2.69)$$

$$\frac{\varepsilon_z}{\Delta\sigma'_v} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \times M_0} \quad (2.70)$$

$$\varepsilon_z = \frac{s_c}{H} \quad (2.71)$$

Avec :

$s_c$  : Le tassement de consolidation de la tranche d'épaisseur H.

On pose  $s_c = s_i^{CPT}$

Cette épaisseur est prise égale à 0.5 afin de se rapprocher le mieux possible de la valeur réelle de  $s_c$ .

$$\frac{s_i^{CPT}}{H \times \Delta\sigma'_v} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \times M_0} \quad (2.72)$$

$$s_i^{CPT} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \times M_0} \times H \times \Delta\sigma'_v \quad (2.73)$$

Ce qui permet, finalement, d'obtenir l'expression du tassement pour ce cas :

$$s_i^{CPT} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{M_0} \times H \times \sigma'_{v0} \quad (2.74)$$

On remarque que dans l'expression (2.74), seul  $M_0$  est un paramètre de compressibilité représentant le module œdométrique initial, paramètre dont la relation avec  $q_c$  est, relatée dans la première variante de la première approche.

A titre de rappel, la valeur moyenne de cette corrélation est :  $M_0/q_c = 1.24$

En remplaçant cette valeur dans l'équation (2.74), cette dernière devient :

$$s_i^{CPT} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{1.24 \times q_c} \times H \times \sigma'_{v0} \quad (2.76)$$

Donc pour une tranche i d'épaisseur  $H_i$ , l'expression finale du tassement  $s_i^{CPT}$  est :

$$s_i^{CPT} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}\right)}{1.24 \times q_c^i} \times H^i \times \sigma_{v0}^i \quad (2.77)$$

Pour le deuxième cas et d'après l'équation (2.67), on a :

$$M = \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \times M_0 \quad (2.78)$$

En revenant à l'équation (2.44), on obtient :

$$\frac{\Delta\sigma'_v}{\varepsilon_z} = \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{\left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)} \times M_0 \quad (2.79)$$

$$\frac{\varepsilon_z}{\Delta\sigma'_v} = \frac{\left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \times M_0} \quad (2.80)$$

D'après l'équation (2.70) :

$$s_i^{CPT} = \frac{\left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \times M_0} \times \Delta\sigma'_v \times H \quad (2.81)$$

Après simplification, on obtient:

$$s_i^{CPT} = \frac{\left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR + \frac{C_c}{C_s} \ln \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{M_0} \times \sigma'_{v0} \times H \quad (2.82)$$

Afin de pouvoir s'affranchir des paramètres de compressibilité, largement présents dans la formule (2.82), on propose d'établir des corrélations de la manière suivante :

$$\frac{C_c}{C_s} = a.$$

$$\left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR = b.$$

La relation entre  $\sigma'_c/q_c$  a été examinée dans l'approche bilinéaire empirique.

A titre de rappel, la valeur moyenne de cette corrélation est :  $\sigma'_c/q_c = 0.18$ .

OCR peut donc être exprimé par la relation ci-dessous :

$$\frac{0.18 \times q_c}{\sigma'_{v0}} = OCR \quad (2.84)$$

Donc:

$$a = \frac{C_c}{C_s} \quad (2.85)$$

Et

$$b = \left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR, \text{ devient:}$$

$$b = \left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln \left( \frac{0.18 \times q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.86)$$

En commençant par a, la valeur caractéristique représentant la population  $C_c/C_s$  devient comme suit:

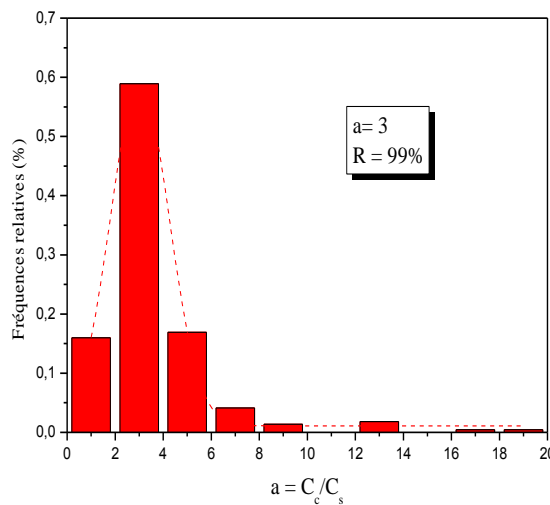


Figure 2.17 : Corrélation effectuée entre  $C_s$  et  $C_c$

D'après les figures 2.17, la valeur correspondant à a est égale à 3, ce qui représente la moyenne arithmétique des échantillons étudiés.

Ainsi en utilisant l'équation (2.75), l'équation (2.82) devient :

$$s_i^{CPT} = \frac{-2 \times \ln \left( \frac{0.18 \times q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 3 \times \ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)}{1.24 \times q_c} \times \sigma'_{v0} \times H \quad (2.87)$$

Le tassement pour une tranche i, dans ce cas s'écrit :

$$s_i^{CPT} = \frac{-2 \times \ln \left( \frac{0.18 \times q_c^i}{\sigma'_{v0}^i} \right) + 3 \times \ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_v^i}{\sigma'_{v0}^i} \right)}{1.24 \times q_c^i} \times \sigma'_{v0}^i \times H^i \quad (2.88)$$

Le tassement d'une tranche i, pour nos deux cas, est calculé ainsi :

- $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c = 0.18 q_c$



$$s_i^{CPT} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}\right)}{1.24 \times q_c^i} \times \sigma_{v0}^i \times H^i \quad (2.89)$$

$$\bullet \quad \sigma_{v0}^i < \sigma_c^i = 0.18 q_c^i < \sigma_v^i$$

$$s_i^{CPT} = \frac{-2 \times \ln\left(\frac{0.18 \times q_c^i}{\sigma_{v0}^i}\right) + 3 \times \ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}\right)}{1.24 \times q_c^i} \times \sigma_{v0}^i \times H^i \quad (2.90)$$

Le tassement final  $s^{CPT}$  sera la somme des tassements de toutes les tranches.

### 2.6.5 Analyse et comparaison des résultats

A ce stade de notre étude, il est impératif de vérifier la fiabilité des formules proposées précédemment. Pour ce faire, il est primordial de choisir une méthode de référence afin d'apprécier les formules obtenues.

La méthode des tranches est une méthode très appropriée dans notre cas. En préambule à l'analyse des résultats, on doit préciser que l'épaisseur des tranches (ou leur nombre) est la même pour les deux méthodes. De même, la procédure adoptée est la même que pour la méthode bilinéaire empirique. Pour chaque méthode, on calcule le tassement à la base de la fondation, et on procède à la comparaison correspondante.

A cet effet, on propose les notations suivantes :

- $s^{CPT}$  : Tassement obtenu par la méthode bilinéaire analytique en utilisant l'essai de pénétration statique CPT.
- $s^{Oed}$  : Tassement obtenu par la méthode des tranches, qui est, en fait, un tassement œdométrique de consolidation.

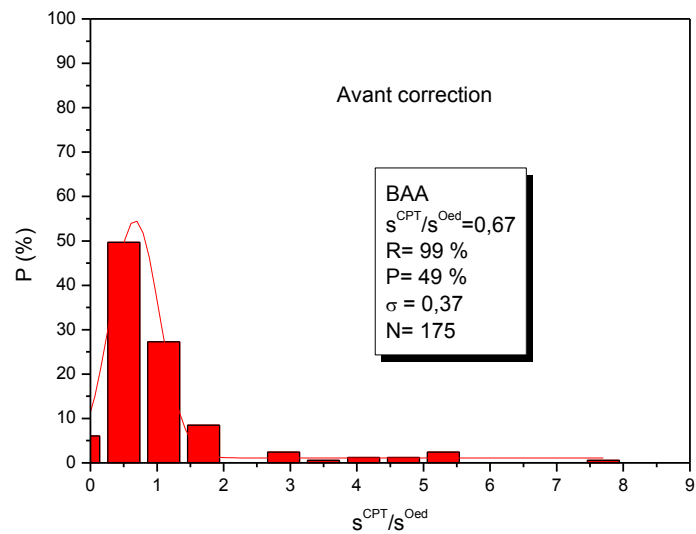


Figure 2.18 : Comparaison du tassement  $s^{\text{CPT}}$  le tassement  $s^{\text{Oed}}$  par ajustement linéaire

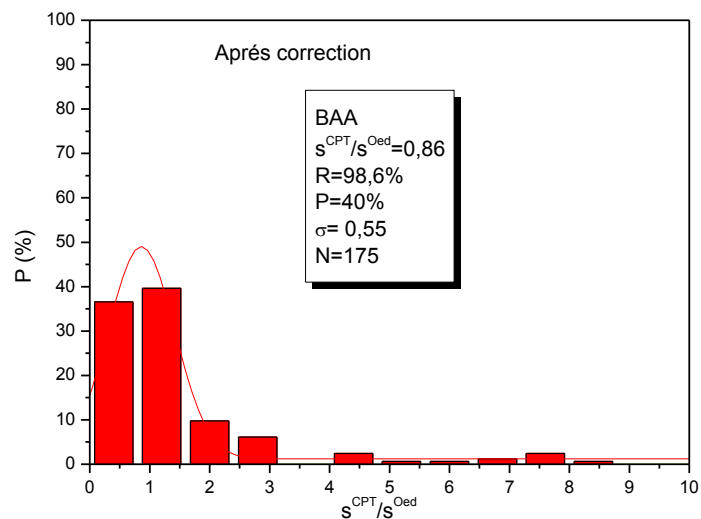


Figure 2.19 : Comparaison du tassement  $s^{\text{CPT}}$  le tassement  $s^{\text{Oed}}$  par ajustement non linéaire

En analyse préliminaire, les résultats obtenus sont acceptables. L'ajustement donne un bon coefficient d'ajustement  $R=99 \%$  (figure 2.18) indiquant ainsi la forte possibilité d'existence d'une relation linéaire de la forme :  $s^{\text{CPT}}=0.67 s^{\text{Oed}}$ .

L'analyse du rapport  $s^{\text{CPT}}/s^{\text{Oed}}$  par histogramme, indique une tendance centrale nous permettant d'obtenir par ajustement par la fonction de Gauss une

valeur caractéristique (moyenne représentant l'échantillon) égale à 0.86 et un coefficient d'ajustement  $R= 98.6\%$ , d'où la relation:  $s^{CPT} = 0.86 s^{Oed}$ .

On déduit que l'approximation donnée par la méthode proposée est acceptable.

### 3.7 Conclusion

L'essai CPT est un essai in-situ des plus rapides et de surcroît avantageé par rapport aux essais de laboratoire, tel que l'essai œdométrique, par la possibilité de solliciter le sol dans son milieu naturel sans crainte de remaniement.

L'essai CPT fournit un seul paramètre : la résistance de pointe qui est un paramètre de rupture. L'essai œdométrique peut fournir plusieurs paramètres liés à la déformation du sol. Notre objectif est de lier le paramètre de rupture obtenu par l'essai CPT aux paramètres de déformation obtenu par l'essai œdométrique tout en proposant une nouvelle approche pour le calcul du tassement dans les sols fins.

L'absence d'une méthode de calcul des tassements par l'essai CPT et le coût élevé d'une campagne de sondages carottés, nous ont incités à mener ce travail.

A cet effet, on a œuvré, en premier lieu, à l'obtention d'une relation entre  $M/M_0$  et  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  explicitant la loi de comportement de nos sols étudiés argileux saturés.

A l'étape suivante, on a testé les corrélations possibles entre quelques paramètres déterminés par ces essais. Les résultats suivants ont été obtenus:

$$\text{ABE et ABA : } \sigma_p/q_c=0.180 \text{ et } M_0/q_c=1.24$$

$$\text{AHE : } \sigma_p/q_c=0.061 \text{ et } M_0/q_c=2.22$$

Les formules de tassement établies à partir des corrélations entre  $M/M_0$  et  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  montrent qu'il existe une forte possibilité pour que l'essai CPT nous renseigne avec efficacité sur la déformation des sols par l'introduction de la résistance de pointe. Les résultats obtenus sont encourageants et obéissent à une démarche logique.

Toutefois, comparativement avec la méthode des tranches, on constate quelques écarts de résultats de tassement obtenus par l'essai CPT même après calibrage, cela est probablement dû au caractère statistique des corrélations.

On constate également que l'approche bilinéaire empirique (ABE) donne de meilleurs résultats par comparaison aux autres approches.

Enfin, l'applicabilité de cette méthode à des sites choisis de manière aléatoire n'est pas évidente à l'heure actuelle, du fait de l'absence de rapport structuré fournissant un maximum de données à traiter selon un maillage précis.

Ainsi, nos résultats ne sont pas intégralement généralisables car ils sont basés sur des corrélations établies uniquement à partir des données utilisées.

Le travail effectué est une modeste contribution dans le vaste et complexe domaine de la géotechnique. Par comparaison à une méthode de référence, notre résultat est acceptable et encourageant dans son ensemble et renforce le fondement de l'idée instigatrice qui nous a permis de l'atteindre.

Malgré son soubassement statistique, ce travail ouvre des perspectives multiples pouvant faire l'objet de plusieurs axes de recherche pour le développement d'outils relativement plus exacts et plus approchants et parfaire ainsi les méthodes proposées dans cette étude pour le calcul du tassement des sols fins saturés.

## CHAPITRE 3

### CALCUL DE TASSEMENT DANS LES SOLS FINS À PARTIR DE L'ESSAI DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE

#### 4.1. Introduction

Cet essai, utilisé pour la première fois au 17<sup>ème</sup> siècle en Allemagne [139], a été initialement conçu pour obtenir des données qualitatives sur la résistance à la pénétration du sol et pour déterminer, en particulier, la compacité des sols pulvérulents habituellement difficiles à échantillonner [33].

La simplicité de l'essai a facilité sa vulgarisation et son utilisation car, tout autant que l'essai et son mode opératoire, l'appareillage est de réalisation et de manipulation très simples rendant aisée son acquisition et son utilisation in-situ.

L'essai, de par son avantage économique, est le plus répandu, il permet de couvrir une grande aire du site étudié et d'avoir ainsi le maximum d'informations.

Ce travail consiste en la proposition d'une méthode de calcul du tassement basé sur le même principe que pour l'essai CPT, mais à partir du nombre de coups  $N_{20}$  correspondants à la résistance de pointe de l'essai de pénétration dynamique.

#### 4.2. Objectif et stratégie

##### 3.2.1. Collecte des données

Les données proviennent de rapports géotechniques réalisés sur différents sites (voir figure 3.1).

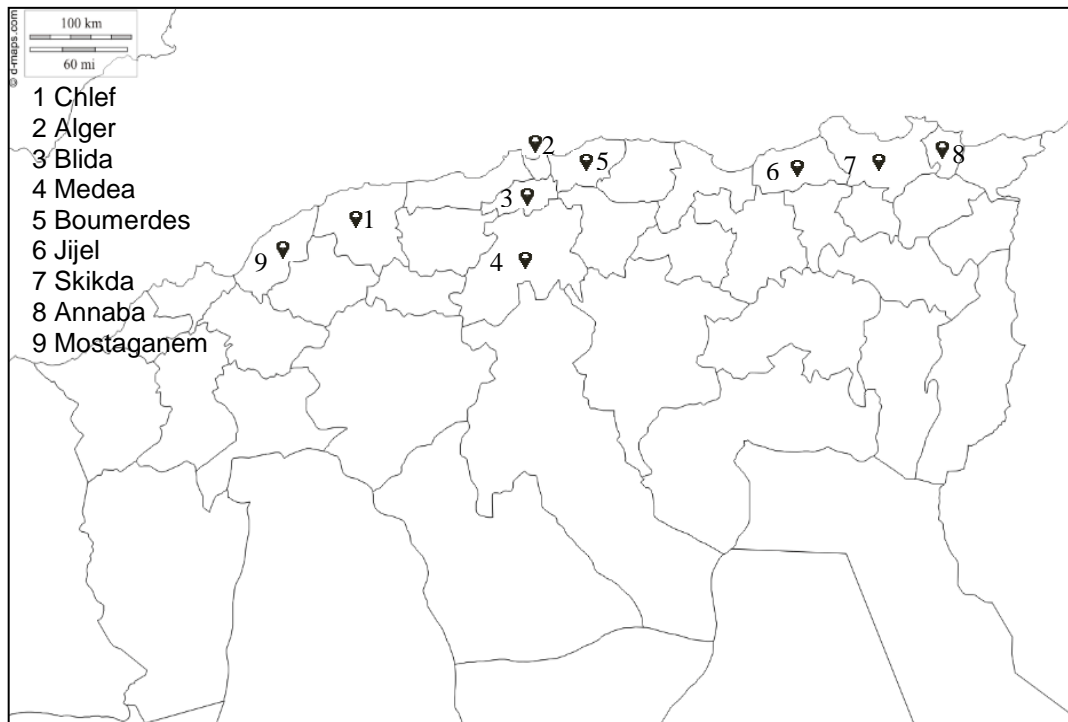


Figure 3.1 : Localisation des sites d'échantillonnage des sols étudiés

Les données proviennent de 38 sondages carottés repartis sur 36 sites.

Table 3.1 : Principales propriétés géotechniques des échantillons étudiés (DPT)

Essai de pénétration	DPT
Nombre de sites	36
Nombre de sondages	38
Nombre d'échantillons	52
Classe du sol (classification USCS)	CL-CH
Degré de saturation $S_r$ (%)	82-100
OCR (Over-Consolidation Ratio)	1.3-10.0
$C_c/(1+e_0)$ (Compressibilité)	0.015-0.300
Résistance de pointe (MPa)	$1 < q_d < 55$
Indice de compression $C_c$	0.04-2.30
Indice de surconsolidation $C_s$	0.00-0.016

On suivra la même démarche que pour l'essai CPT, sauf pour les corrélations qui porteront sur les paramètres :  $\sigma_d / N_{20}$  et  $M_0 / N_{20}$

On notera, à juste titre, que les points sous la nappe n'ont pas été pris en considération, car l'essai de pénétration dynamique est très influencé par la nappe qui induit une dispersion importante de ces points [32].

### 3.2.2 Estimation du module sécant

Le module élastique est estimé de la même que pour la méthode bilinéaire empirique de l'essai CPT, car ce module ne dépend pas de la résistance de pointe de l'essai par conséquent du nombre de coups  $N_{20}$ .

### 4.3. Approche bilinéaire empirique

#### 3.3.1 Corrélation entre les paramètres $\sigma_c / N_{20}$ et $M_0 / N_{20}$ :

##### 3.3.1.1. Corrélation $\sigma_c / N_{20}$ :

Identiquement à la démarche précédente on déterminera s'il existe une relation entre  $\sigma_c$  et  $N_{20}$ . Dans le cas contraire, on doit observer si l'échantillon collecté renferme une moyenne qui représente la population étudiée ?

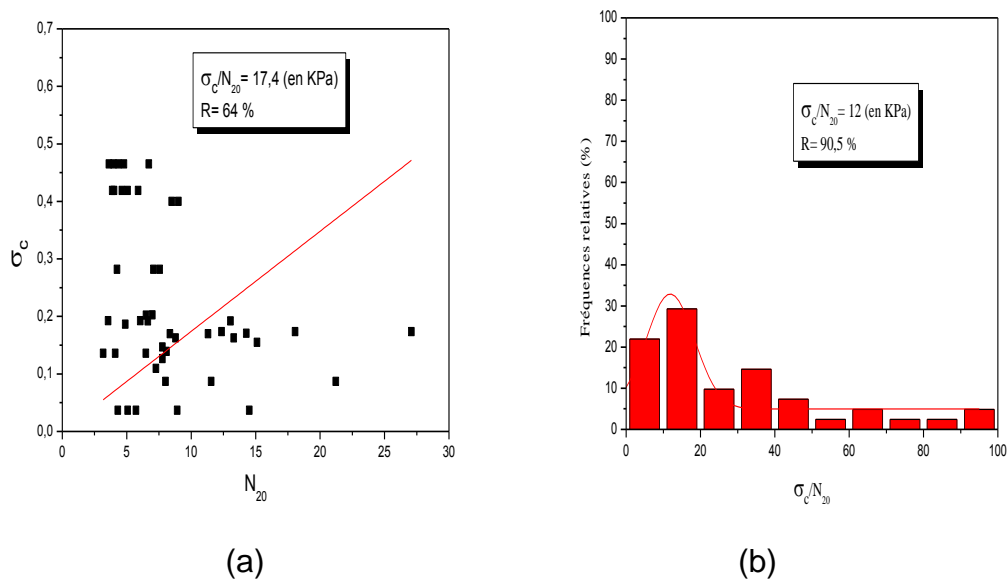


Figure 3.2 : Corrélation entre  $\sigma_c$  et  $N_{20}$

La distribution de  $\sigma_c$  en fonction  $N_{20}$ , figure 3.2 (a), clairement aléatoire nous a orienté vers l'analyse statistique de l'histogramme des valeurs de  $\sigma_c / N_{20}$ , figure 3.2 (b), qui a fait ressortir une tendance centrale. L'ajustement de l'histogramme par la loi normale s'avère fructueux, suite à la vérification du test  $\chi^2$  avec un coefficient d'ajustement  $R=90.5\%$ .

La valeur moyenne représentant l'échantillon est :  $\sigma_c / N_{20} = 12$  (en kPa)

### 3.3.1.2. Corrélation $M_0/N_{20}$ :

Toujours selon la même démarche il s'agit d'examiner une possible relation entre le module de déformation initiale  $M_0$  et  $N_{20}$  tel qu'opéré pour l'essai CPT. Ainsi, on vérifie l'existence d'une valeur moyenne, ou tendance centrale, qui représente notre population étudiée.

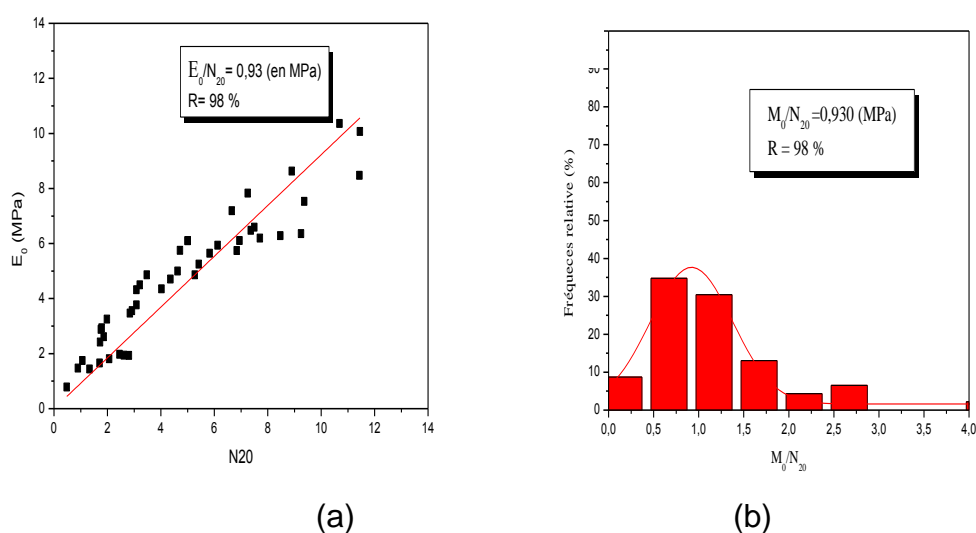


Figure 3.3 : Corrélation effectuée entre  $M_0$  et  $N_{20}$

La figure 3.3 (a) confirme une distribution linéaire entre  $M_0$  et  $N_{20}$ .

L'analyse statistique de l'histogramme représentant les différentes valeurs de  $M_0/N_{20}$ , figure 3.3 (b), montre une tendance centrale confirmée par l'ajustement par la loi normale avec un coefficient d'ajustement  $R=98\%$ .

La valeur moyenne représentant l'échantillon est :  $M_0/N_{20}=930$  (en kPa).

### 4.4. Proposition de l'approche de calcul du tassement à partir de l'essai DPT :

L'absence d'une méthode de calcul de tassement à partir de l'essai DPT dans les sols fins, nous a amenés à explorer un moyen d'établissement de ce calcul. Les mêmes étapes sont suivies que pour l'essai de pénétration statique.

Dans ce contexte, les relations (2.4) et (2.5) du chapitre II restent les mêmes, car elles sont indépendantes de  $q_c$  et  $N_{20}$ .

Selon le même raisonnement et la même logique de démonstration, on obtient les relations suivantes :



$$\text{Pour } \sigma'_v < 12 N_{20} : s_i^{DPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{930 \times N_{20} \times (1 + 0.458 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (3.1)$$

$$\text{Pour } \sigma'_v > 12 N_{20} : s_i^{DPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{930 \times N_{20} \times (1 + 0.137 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (3.2)$$

Les équations (3.1) et (3.2) feront l'objet d'analyse et d'appréciation.

Après avoir procédé au calcul au niveau de tous les sondages, les premiers résultats sont montrés sur la figure ci-dessous :

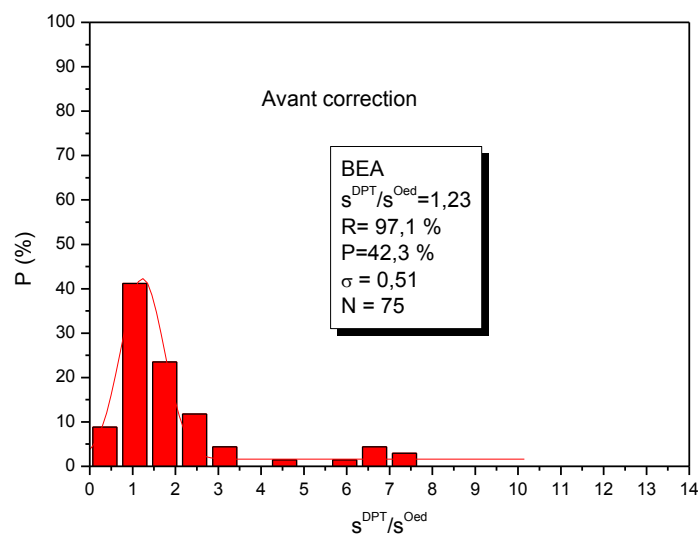


Figure 3.4 : Comparaison entre le tassement dynamique calculé  $s^{DPT}$  et le tassement œdométrique  $s^{Oed}$

A partir du graphique de la figure 3.4, on obtient un rapport de 1.23 entre le tassement dynamique et le tassement de consolidation, avec un coefficient d'ajustement  $R=97.1\%$ . Ainsi une relation liant ces deux tassements pourrait effectivement exister. On propose donc de corriger ce tassement  $s^{DPT}$ .

Après calibration, on propose la formule suivante du tassement à partir de l'essai DPT:

$$\text{Pour } \sigma'_v < 12 N_{20} : s_i^{DPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{1144 \times N_{20} \times (1 + 0.458 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (3.3)$$

$$\text{Pour } \sigma_v' > 12 N_{20} : s_i^{DPT} = \frac{H \times \Delta\sigma_v}{1144 \times N_{20} \times (1 + 0.137 \times \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}})} \quad (3.4)$$

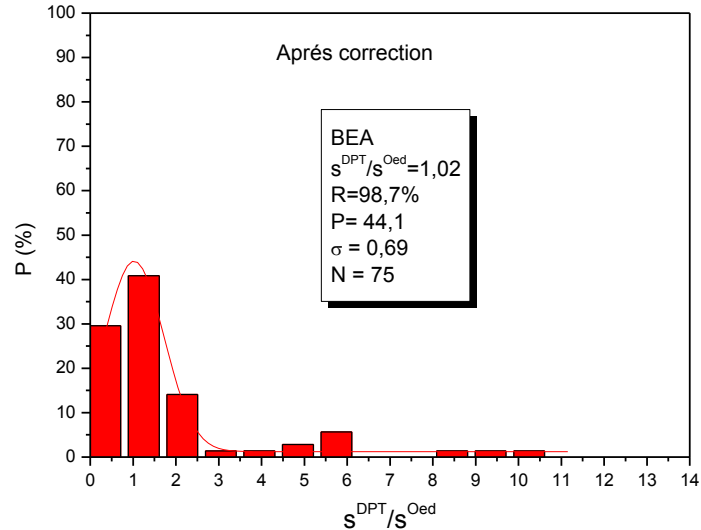


Figure 3.5 : Comparaison entre le tassement dynamique calculé  $s^{DPT}$  et le tassement œdométrique  $s^{Oed}$  après correction

Cette analyse statistique montre également une distribution Gaussienne d'une moyenne de 0.93 avec un coefficient de corrélation égal à 96.9%.

#### 4.5. Approche hyperbolique empirique

Les normes géotechniques en vigueur en Algérie et dans d'autres pays ne font pratiquement pas mention de méthodes de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai de pénétration dynamique. Exceptionnellement, la norme allemande DIN 4094 cite ce type de calcul [140], vu l'utilisation très répandue de cet essai dans ce pays. Cette norme présente des relations pour estimer le module œdométrique  $M$  sur la base des résultats des essais de pénétration dynamique pour des sols grossiers. Burland et Burbidge (1985) [138] proposent une méthode pour calculer directement les tassements sur la base des résultats d'essai SPT.

En Algérie, l'essai de pénétration dynamique est largement utilisé pour les investigations des sols pour son coût, sa simplicité et sa rapidité par rapport à

d'autres essais in situ. L'idée d'élaborer une approche de calcul du tassement des fondations superficielles s'avère très utile en s'inspirant de la méthode présentée dans la norme DIN 4094, établie à partir du module de déformation à déterminer empiriquement. Cette norme propose ce calcul pour les sables, dans notre cas, nous visons les sols fins.

L'approche de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai de pénétration dynamique dans les sols fins est établie selon la même procédure que pour l'approche hyperbolique empirique basée sur l'essai de pénétration statique (voir chapitre 2).

#### 4.5.1. Présentation de la base de données

Notre base de données géotechnique provient de rapports géotechniques établis par des laboratoires Algériens sur différents sites.

Les données ont été sélectionnées sur la base des critères suivants :

1. Le sondage carotté fournissant les données de compressibilité œdométrique et le sondage pénétrométrique donnant le nombre de coups  $N_{20}$  correspondants à la résistance dynamique  $q_d$  en pointe doivent être les plus proches d'après le plan d'implantation des sondages.
2. L'analyse des rapports montre qu'un seul type de sols a été identifié. Selon les données fournies il agit d'argiles peu plastiques à très plastiques.
3. Vue l'impossibilité de les interpréter, les résultats fournis par cet essai sous une nappe d'eau n'ont pas été pris en considération.
4. Les corrélations entre le nombre de coups  $N_{20}$  et le module de déformation œdométrique  $\frac{M}{N_{20}}$  ainsi que  $\frac{\sigma_c}{N_{20}}$  doivent être établies à la même profondeur.

#### 4.5.2. Module sécant du sol

Pour les deux cas :  $\sigma'_v < \sigma'_c$  et  $\sigma'_v > \sigma'_c$ , la relation  $\frac{M}{M_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$ , a la même forme que celle obtenue par l'approche hyperbolique de l'essai CPT.

Les résultats obtenus sont donnés ci-après :

a) Cas  $\sigma'_v < \sigma'_c$  :

$$M/M_0 = 1 + 0.018 * \Delta\sigma'_v / \sigma'_{v0} \quad (3.5)$$

b) Cas  $\sigma'_v > \sigma'_c$  :

$$M/M_0 = 1 + 0.035 \cdot \Delta\sigma_v / \sigma_{v0} \quad (3.6)$$

#### 4.5.3. Corrélation entre les paramètres des essais de pénétration dynamique et œdométrique

##### 4.5.3.1 Corrélation entre $N_{20}$ et $M_0$

L'étude d'existence de corrélation entre le nombre de coups  $N_{20}$  correspondants à la résistance dynamique en pointe  $q_d$ , à une profondeur  $z$ , et le module œdométrique initial  $M_0$  est une étape essentielle dans notre étude.

Ainsi on a procédé à une analyse statistique de l'ensemble des points où l'essai œdométrique a été réalisé car l'ajustement linéaire a été infructueux. L'étude a porté sur 52 points répartis sur des profondeurs différentes où l'essai œdométrique. On a calculé  $M_0$  et analysé le rapport  $\frac{M_0}{N_{20}}$ .

L'analyse a donné lieu aux résultats suivants :

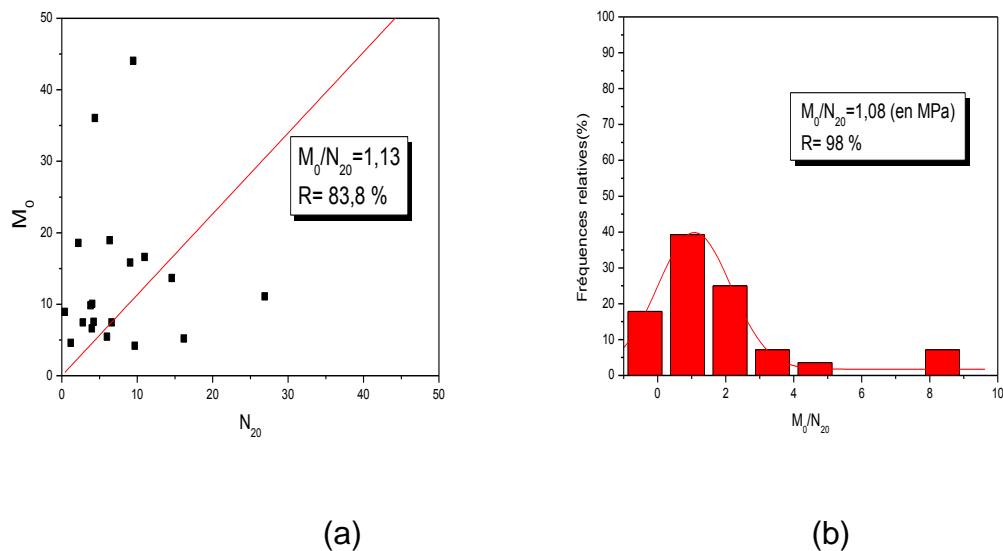


Figure 3.6 : Corrélation effectuée entre  $M_0$  et  $N_{20}$

L'étude statistique des données montre une distribution centrale avec un bon ajustement. L'ajustement de l'histogramme par la loi normale de Gauss a donné une valeur caractéristique ou moyenne de :  $\frac{M_0}{N_{20}} = 1.08$  (en MPa)

Le coefficient d'ajustement par la loi de Gausse obtenu est  $R = 98 \%$

#### 4.5.3.2 Corrélation entre $N_{20}$ et $\sigma_c$

La contrainte de préconsolidation est un paramètre de grand intérêt dans en géotechnique. En 1979, Peters et Lamb [140] ont été parmi les premiers auteurs à proposer des corrélations entre ce paramètre et l'indice de liquidité. L'exploitation de notre base de données a abouti aux résultats suivants :

L'ajustement de l'histogramme par la loi normale de Gauss a donné une valeur caractéristique ou moyenne de :  $\frac{\sigma_c}{N_{20}} = 13.6$  (en MPa)

Le coefficient d'ajustement par la loi de Gausse obtenu est  $R = 95\%$

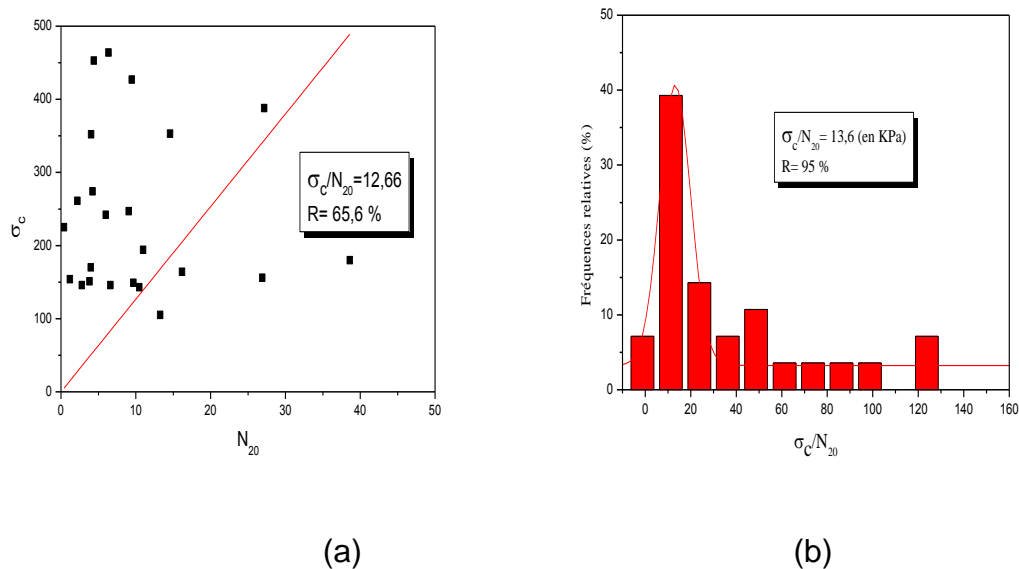


Figure 3.7 : Corrélation effectuée entre  $\sigma_c$  et  $N_{20}$

#### 4.5.4. Calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT

Le principe de l'approche que nous proposons est d'estimer par corrélation le module de déformation œdométrique  $M$  à partir de  $N_{20}$  (Nombre de coups correspondant à la résistance dynamique en pointe à une profondeur  $z$ ), et calculer par la suite le tassement  $s_i$  d'une tranche d'épaisseur  $H_i$ , soumise à une augmentation de contrainte effective  $\Delta\sigma'_v$ , en suivant les mêmes démarches que pour l'essai CPT.

La formule de calcul pour chaque tranche  $i$  sera :

1/ Cas  $\sigma_v' < 13.6 \times N_{20}$  :

$$s_i^{DPT} = H^i \times \left[ \frac{\Delta\sigma_v'^i}{1080 \times N_{20}^i \times \left(1 + 0,018 * \frac{\Delta\sigma_v'^i}{\sigma_{v0}^i}\right)} \right] \quad (3.7)$$

2/ Cas  $\sigma_v' > 13.6 \times N_{20}$  :

$$s_i^{DPT} = H^i \times \left[ \frac{\Delta\sigma_v'^i}{1080 \times N_{20}^i \times \left(1 + 0,035 * \frac{\Delta\sigma_v'^i}{\sigma_{v0}^i}\right)} \right] \quad (3.8)$$

$s_i^{DPT}$  : tassement calculé à partir de l'essai DPT d'une tranche i

$H^i$  : épaisseur de la tranche

$\Delta\sigma_v'^i$  : augmentation de la contrainte

$\sigma_{v0}^i$  : contrainte due au poids des terres

$N_{20}^i$  :  $N_{20}$  correspondants à la résistance dynamique en pointe dans la tranche i.

Notre approche est basée sur des corrélations obtenues statistiquement entre les caractéristiques œdométrique et le nombre de coups  $N_{20}$  correspondants à la résistance dynamique en pointe afin d'exploiter avantageusement l'essai DPT. L'appréciation des formules obtenues fait suite au calcul du tassement avec l'essai DPT qu'on compare au tassement calculé par la méthode des tranches utilisant les caractéristiques de compressibilité.

Les résultats obtenus sont représentés sur la figure ci-dessous :

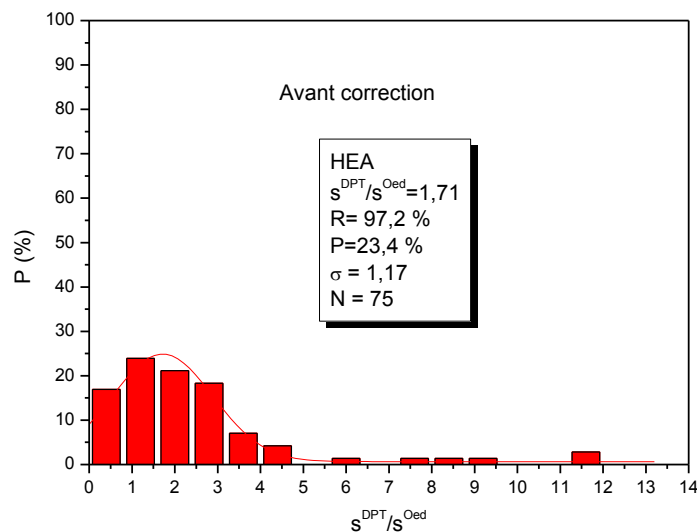


Figure 3.8 : corrélation entre le tassement de consolidation calculé par l'essai DPT et le tassement de consolidation avant calibration

D'après notre graphique, on obtient la relation  $s^{DPT} = 1.71 s^{Oed}$  avec un coefficient de corrélation :  $R=86.2\%$ .

Ainsi, une calibration s'est imposée et a donné les résultats suivants :

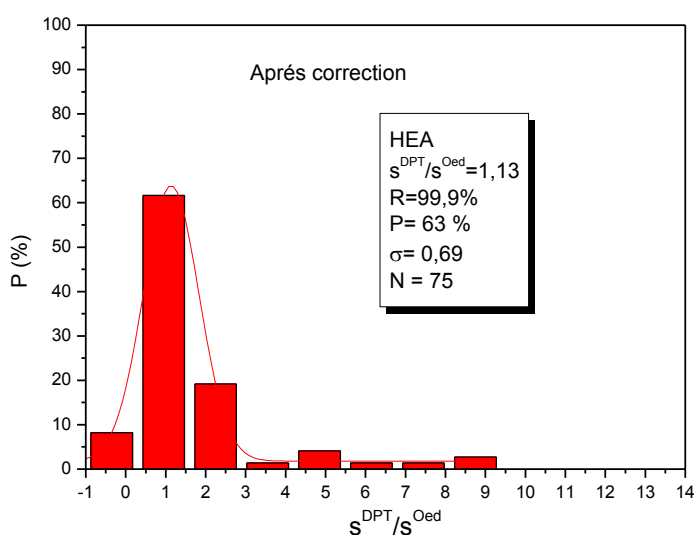


Figure 3.9 : corrélation entre le tassement de consolidation calculer par l'essai DPT et le tassement consolidation après calibration

D'après l'historgramme, la moyenne caractéristique représentant la population étudiée, composée des différentes valeurs de  $s^{DPT}/s^{Oed}$ , est proche de 1 avec un très bon coefficient d'ajustement (pratiquement = 1).

#### 4.6. Approche analytique

##### 4.6.1 Introduction

Dans cette partie, on propose une approche dont le principe est le même que pour l'essai CPT, présenté dans le chapitre II, paragraphe 2.6.

Les formules du module élastique initial du sol et du rapport  $M/M_0$  sont établies suivant la même démonstration.

Les données proviennent des mêmes rapports dépouillés dans l'approche bilinéaire empirique.

##### 4.6.2 Calcul du tassement à partir de l'essai de pénétration dynamique

Cet essai ne fournit que des caractéristiques de rupture du sol qu'on exploitera avantageusement en les corrélant avec les paramètres de compressibilité, afin de pouvoir calculer le tassement dans les sols fins.

Les corrélations, établies précédemment en fonction de  $q_c$ , seront, dans la procédure suivante, en fonction de  $N_{20}$ :  $M_0 / N_{20}$  et  $\sigma'_c / N_{20}$  (en KPa). Pour mémoire, ces corrélations ont été analysées dans la première approche à partir de cet essai car il s'agit des mêmes données. On rappelle que :

$$\frac{\sigma'_c}{N'_{20}} = 12 \quad (3.9)$$

$$\frac{E^0_{Oed}}{N'_{20}} = 930 \quad (3.10)$$

En remplaçant l'équation (3.9) dans (2.56), on obtient :

$$\frac{12 \times N_{20}}{\sigma'_{v0}} = OCR \quad (3.11)$$

Donc :

$$a = \left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln OCR, \text{ devient:}$$

$$a = \left(1 - \frac{C_c}{C_s}\right) \ln \left(\frac{12 \times N_{20}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (3.12)$$

b garde la même valeur car les paramètres utilisés sont indépendants de la nature de l'essai. Ainsi on a :

$$b = \frac{C_c}{C_s} = 3$$

En utilisant l'équation (3.9), l'équation (2.82) devient :

$$s_i^{DPT} = \frac{-2 \times \ln \left(\frac{12 \times N_{20}}{\sigma'_{v0}}\right) + 3 \times \ln \left(1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)}{930 \times q_d} \times \sigma'_{v0} \times H \quad (3.13)$$

Le tassement pour une tranche i, dans ce cas, s'écrit :

$$s_i^{DPT} = \frac{-2 \times \ln \left(\frac{12 \times N_{20}^i}{\sigma'^i_{v0}}\right) + 3 \times \ln \left(1 + \frac{\Delta \sigma'^i_v}{\sigma'^i_{v0}}\right)}{930 \times N_{20}^i} \times \sigma'^i_{v0} \times H^i \quad (3.14)$$

Le tassement d'une tranche i, est calculé de la manière suivante :

- $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c = 12 N_{20}^i$



$$s_i^{DPT} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}\right)}{930 \times N_{20}^i} \times \sigma_{v0}^i \times H^i \quad (3.15)$$

$$\bullet \quad \sigma_{v0}^i < \sigma_c^i = 12 N_{20}^i < \sigma_v^i$$

$$s_i^{DPT} = \frac{-2 \times \ln\left(\frac{12 \times N_{20}^i}{\sigma_{v0}^i}\right) + 3 \times \ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}\right)}{930 \times N_{20}^i} \times \sigma_{v0}^i \times H^i \quad (3.16)$$

Le tassement final  $s^{DPT}$  sera la somme des tassements de toutes les tranches.

#### 4.6.3 Analyse et comparaison des résultats

Identiquement à la méthode précédente et à cette étape, il est impératif de vérifier la validité des formules qu'on a proposées.

A cet effet, on propose les appellations suivantes :

- $s^{DPT}$  : Pour le tassement obtenu par la méthode bilinéaire analytique en utilisant l'essai de pénétration dynamique DPT.
- $s^{Oed}$  : Pour le tassement obtenu par la méthode des tranches, qui est un tassement œdométrique de consolidation.

En suivant la même démarche, on obtient :

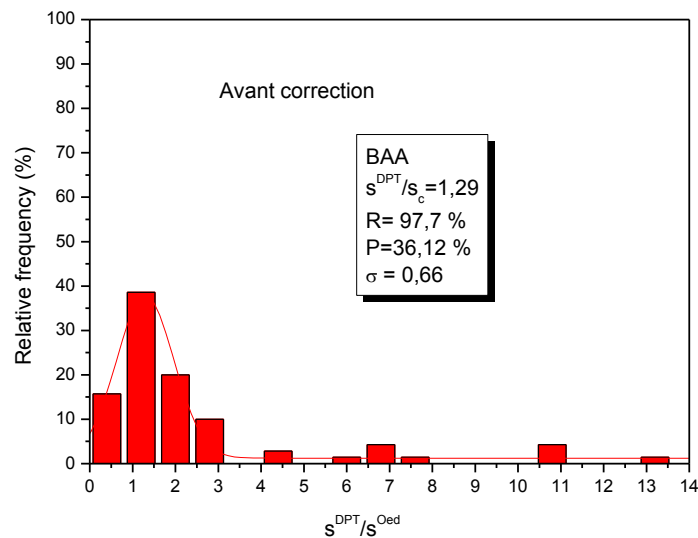


Figure 3.10 : Comparaison tassement  $s^{DPT}$  - tassement  $s^{Oed}$

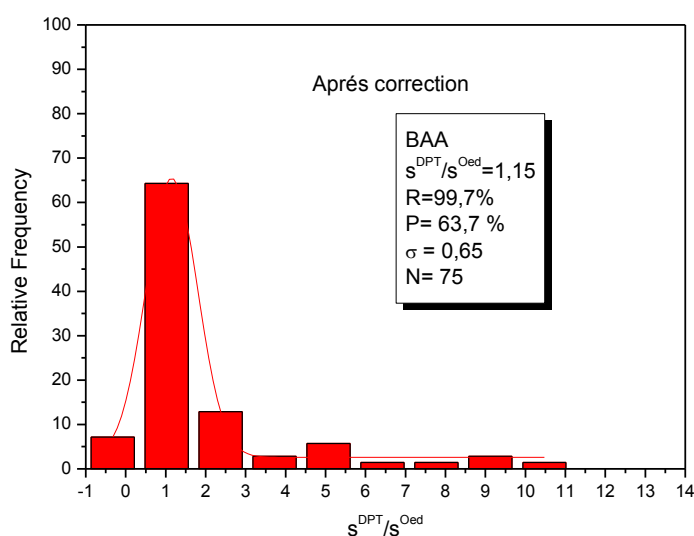


Figure 3.11 : Comparaison tassement  $s^{\text{DPT}}$  - tassement  $s^{\text{Oed}}$

L'analyse de l'histogramme du rapport  $s^{\text{DPT}}/s^{\text{Oed}}$  après calibration, indique une tendance centrale nous permettant d'obtenir, par ajustement, une valeur caractéristique ou moyenne représentant l'échantillon égale à 1.15 avec un coefficient d'ajustement  $R=99.7\%$ .

Finalement, l'approche proposée permet une approximation acceptable.

#### 4.7. Conclusion :

L'essai de pénétration dynamique a l'avantage par rapport aux autres essais in-situ de pénétrer les couches dures. La simplicité de cet essai et de son équipement, soulignés par Van Wambeke (1982), ont contribué à rendre cet essai très économiques et très largement utilisé.

Pareillement à l'essai CPT, l'essai DPT ne fournit qu'un seul paramètre qui est le nombre de coups  $N_{20}$  qu'on utilise pour calculer la résistance de pointe qui est un paramètre de rupture, ainsi, on a utilisé les corrélations entre ce paramètre et les mêmes paramètres de l'essai œdométrique tel que déjà relaté dans l'essai CPT.

L'analyse statistique par histogramme a été utilisée pour établir des corrélations entre  $\sigma_c/N_{20}$  et  $M_0/N_{20}$ . La relation entre  $M/M_0$  en fonction de  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  restera la même que pour l'essai CPT, vu qu'elle est indépendante des corrélations étudiées.

Pour les trois approches, des relations entre  $M/M_0$  et  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  ont pu être établies.

Des corrélations entre les paramètres  $\sigma_c/N_{20}$  et  $M_0/N_{20}$  ont été obtenues.

Les corrélations entre  $M/M_0$  et  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$  ont induit nos formules de tassement.

On constate une certaine concordance entre ces formules et la méthode des tranches à quelques différences près dues aux facteurs suivants :

- Les approximations effectuées sur les corrélations de  $\sigma_c/N_{20}$  et  $M_0/N_{20}$
- Appareillage utilisé non indiqué dans plus de la moitié des rapports dépouillés.

Bien que très encourageants, nos résultats dépendent fortement des données collectées et exigent, par conséquent, une grande prudence dans leur utilisation. On recommande ainsi des études analogues en exploitant des bases de données plus larges et plus variées ce qui permettra de généraliser les formules de calcul.

En clôture de cette conclusion, et de même que pour l'essai CPT, le meilleur rapport  $s^{\text{DPT}}/S^{\text{Oed}}$  est donné par l'approche bilinéaire empirique (ABE).

## **CHAPITRE 4**

### **CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS À PARTIR DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION**

#### **5.1. Introduction**

Dans le domaine du dimensionnement des fondations superficielles, la capacité portante du sol est le paramètre le plus crucial pour ne pas dire le plus décisif. Dans ce cadre, on recense plusieurs ouvrages ayant trait à ce sujet de manière approfondie tant sur le plan théorique qu'expérimental.

En Algérie, l'absence de textes techniques réglementant la conception et le dimensionnement des fondations a été provisoirement comblée par des textes ministériels (DTR-BC) globalement inspirés des normes françaises sans toutefois prendre en considération l'énorme différence entre les caractéristiques géotechniques et géologiques entre les sols des deux pays.

Les méthodes de calcul s'inscrivent en général dans une logique purement empirique ou semi-empirique et sont insuffisantes pour traiter les différents cas qui peuvent se présenter. A titre d'exemple, l'essai DPT est limité à l'étude des sols pulvérulents, et il n'existe pas actuellement une approche d'estimation de la capacité portante des fondations superficielles à partir de l'essai DPT dans les sols argileux.

#### **5.2. Objectif et méthodologie de travail**

On se propose d'étudier, suite à l'analyse des bases de données locales disponibles, le comportement des fondations superficielles, avec pour objectif de contribuer à l'affinement des méthodes couramment utilisées en Algérie, tout en les adaptant au contexte géotechnique et géologique Algérien.

L'idée consiste à considérer, de prime abord, la méthode de calcul de la capacité portante à partir de l'essai PMT. Cette méthode, élaborée en France, utilise des facteurs de portance obtenus à partir de l'interprétation des essais de

chargement des fondations en vraie grandeur en corrélation avec les mesures de l'essai PMT. Une telle procédure confère à cette méthode une grande fiabilité et une évaluation de la capacité portante de fondations avec une bonne précision.

En Algérie où l'essai DPT est largement utilisé, la réglementation dans ce domaine fait défaut. En effet, à ce jour, il n'est pas encore fait état de méthode de calcul de la capacité portante à partir de l'essai DPT, excepté la formule simpliste  $q_f = q_d / 20$ , strictement limitée aux sols pulvérulents.

Pour mener à bien notre tâche, on mettra à profit les corrélations entre l'essai PMT et l'essai DPT. Ces corrélations ont été établies à partir de données issues de rapports géotechniques effectués sur des sols Algériens. La création de cette base de données permet une interprétation statistique aisée en vue de la détermination des corrélations qu'on utilisera ultérieurement.

Pour l'essai CPT, on ambitionne de proposer des facteurs de portance pénétrométriques locaux.

Il s'agit ainsi de développer une approche locale, propre au sol Algérien, à partir des essais de pénétration dynamique et statique.

### 5.3. Collecte des données

Les données ont été collectées à partir des rapports géotechniques réalisés sur des sites situés dans le nord d'Algérie.

Elles sont issues des rapports d'étude géotechniques ayant servi dans le calcul des fondations à partir des essais in-situ statique et dynamique.

Chaque essai sera traité à part afin de mieux dégager les corrélations obtenues et les conclusions y afférent.

### 5.4. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai DPT

#### 5.4.1. Corrélations entre les paramètres des essais DPT-PMT

Les corrélations entre les essais ont montré leur intérêt très pratique, depuis fort longtemps, et surtout en géotechnique. Leur avantage opérationnel est de rattacher les caractéristiques d'un essai effectué à celles d'un autre essai non effectué. Toutefois, l'idée présente des risques et doit être strictement conditionnée.

La corrélation abordée dans ce travail relie les paramètres  $N_{20}$  et  $P_L$

Si l'ajustement linéaire n'est pas possible, on opère autrement. D'après Cassan (1988), il existe des tests permettant de s'assurer du caractère aléatoire d'une série d'observations successives [84, 136], mais l'utilisation préalable de ces tests n'est pas utile si l'on cherche à ajuster les observations sur une loi statistique connue.

Ainsi on opère comme suit :

4. Établissement de l'histogramme des  $n$  mesures groupées en  $k$  classes ( $k \geq 5$ ) de même largeur. Dans notre cas,  $n$  représente les mesures de  $N_{20}/P_L$  et la condition relative à  $k$  est vérifiée.
5. Ajustement de l'histogramme sur une loi de probabilité connue, dans notre cas il s'agit de la loi normale celle de Laplace – Gauss.
6. Vérification de la qualité de l'ajustement sur la base du test de  $\chi^2$ , vu qu'on a une population  $n > 30$  [136, 137].

Conjointement à cette démarche, on doit tenir compte des points suivants :

1. Le niveau de qualité des essais et, par suite, des rapports géotechniques réalisés sur différents sites et des données récoltées varient d'un opérateur à un autre.
2. Les données classées et utilisées dans l'étude des corrélations ont été collectées à partir du sondage carotté et des essais préssiométrique et de pénétration dynamique réalisés en des lieux les plus rapprochés.
3. Les points étudiés de  $N_{20}$  et  $P_L$  se situent à la même profondeur.
4. On ne traite pas les points où les nombres de coups sont en dessous de la nappe d'eau car l'énergie de battage y est dissipée avant d'atteindre les grains du sol.
5. Le degré de saturation  $S_r$  varie entre 64 % et 98%
6. Les sols dont sont constituées nos bases de données sont des argiles peu à très plastiques ( $A_p/A_t$ ).

#### 5.4.2. Corrélations $N_{20}/P_L$ :

A l'effet d'élaborer une méthode de calcul de la capacité portante des fondations superficielles, on examine préliminairement l'existence d'une relation entre le nombre de coups  $N_{20}$  et  $P_L$ . Dans le cas négatif, on examine si

l'échantillon collecté renferme une valeur caractéristique qui représente la population étudiée ?

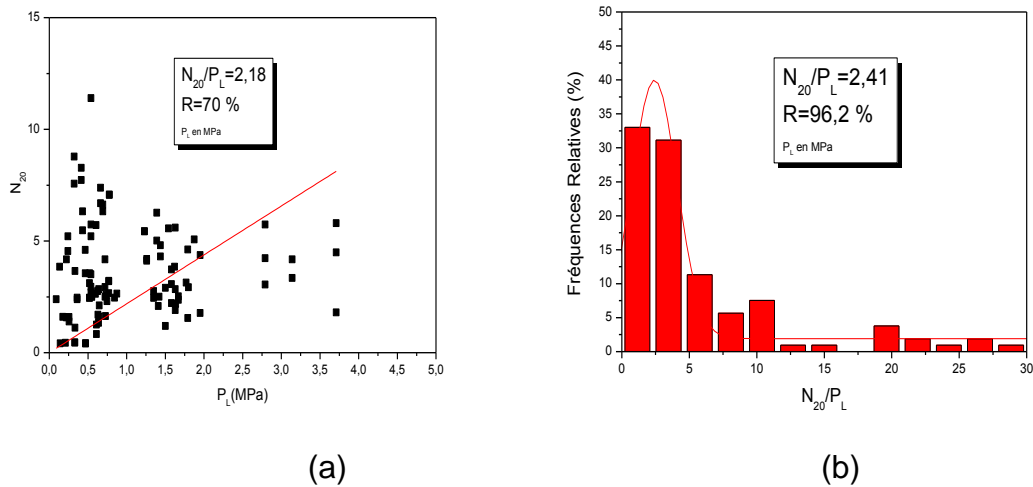


Figure 4.1 : Corrélation effectuée entre  $N_{20}$  et  $P_L$

Sur la figure 4.2. (a), le caractère aléatoire de la distribution de  $N_{20}$  en fonction  $P_L$ , est manifeste et nous oriente vers l'analyse statistique de l'histogramme représentant les différentes valeurs de  $N_{20}/P_L$  (figure 4.2. (b)). La tendance centrale apparait clairement et l'ajustement de cet histogramme par la loi normale s'avère fructueux, suite à la vérification du test  $\chi^2$  avec un coefficient d'ajustement  $R=92.4\%$ .

La valeur moyenne représentant l'échantillon est :

$$N_{20}/P_L = 2.41$$

(4.1)

D'après Van Wamberke [22], on passe de la résistance dynamique à la pression limite préssiométrique, en utilisant la célèbre règle 3 - 6 - 9 citée ci-dessus. Suite à étape deux corrélations ont été obtenues :

$$p_l = \frac{q_c}{3} = \frac{0,1}{3} \cdot q_d = 0,04 \cdot q_d, \text{ pour les argiles}$$

$$p_l = \frac{q_c}{9} = \frac{0,7}{9} \cdot q_d = 0,07 \cdot q_d, \text{ pour les sables}$$

Certains auteurs ont établi des corrélations entre le terme de pointe statique  $q_c$  et dynamique  $q_d$ . Sanglerat (1965) [15] a cité les conclusions de Buisson, l'Herminier et Tchong qui ont obtenu le résultat :  $0.3 \leq \frac{q_c}{q_d} \leq 1$ . Toutefois,

aucune information n'est fournie sur le type de pénétromètre dynamique utilisé.

Dans notre étude, on considère le nombre de coups  $N_{20}$  au lieu de la résistance de pointe dynamique  $q_d$  qui est calculée par la formule des Hollandais, sujette à plusieurs critiques, d'après Jezequel et Goulet (1965) [153]. H. Gonin (1999) [66] observe que cette formule est en contradiction avec les principes fondamentaux de la mécanique rationnelle, car elle se base sur un raisonnement ne respectant pas le principe de la conservation de l'énergie. Ainsi, par prudence suite à ces réserves, on a opté de considérer plutôt le nombre de coups mesuré  $N_{20}$ .

#### 5.4.3. Facteur de portance $K_d$

La définition de ce facteur est la même que celui du facteur de portance préssiométrique  $K_p$ , utilisé dans la méthode préssiométrique de calcul de la capacité portante des fondations superficielles dans le DTU-13.12.

À partir de la formule :

$$q_l = K_p \cdot P_{Le}^* + q_0 \quad (4.2)$$

En utilisant la corrélation  $N_{20}/p_f=2.41$ ,

on obtient :

$$q_l = K_p \cdot (N_{20}/2.41) + q_0 \quad (4.3)$$

$$\text{d'où : } q_l = K_d \cdot N_{20} + q_0 \quad (4.4)$$

$$\text{D'où : } K_d = K_p/2.41 \quad (4.5)$$

La figure 4.3 représente les abaques donnant ce coefficient de portance dynamique :

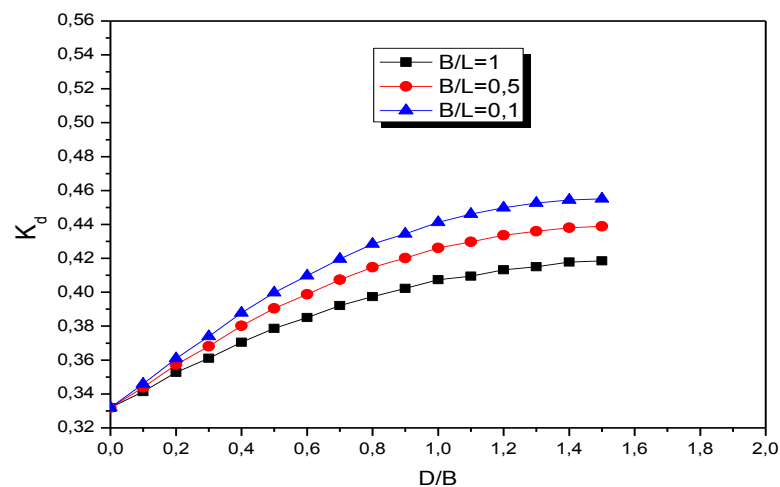


Figure 4.2 : Facteur de portance dynamique dans un sol fin



On a étudié l'effet des dimensions L et B de la fondation. Les résultats sont montrés sur la figure 4.3 ci-dessous. On rappelle que les trois points sur la figure représentent les valeurs moyennes de  $K_d$  pour les valeurs de B/L égales à 1 ; 0.5 et 0.1.

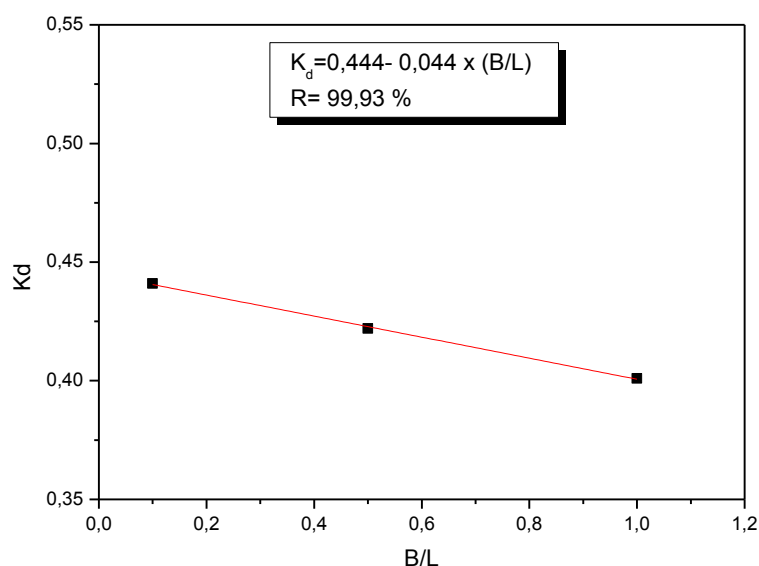


Figure 4.3 : Effet de B/L sur  $K_d$

#### 5.4.4. Validation de l'approche proposée :

Dans cette partie de notre travail, on calcule la capacité portante d'une semelle superficielle à partir de l'essai DPT, en utilisant la formule proposée en (4.4). On calculera une semelle carrée, une semelle rectangulaire et une semelle filante, afin d'apprécier l'effet des dimensions de la fondation.

On confrontera les résultats obtenus par la formule proposée à ceux obtenus par la méthode préssiométrique en utilisant les mêmes données.

On rappelle que le calcul a été exécuté pour chaque sondage et pour toutes les profondeurs utiles où on dispose de données pour classer le sol.

Les résultats obtenus sont montrés sur les figures représentées ci-dessous pour : B/L=1 ; 0.5 et 0.1 et pour D/B=0 ; 0.5 ; 1 et 1.5

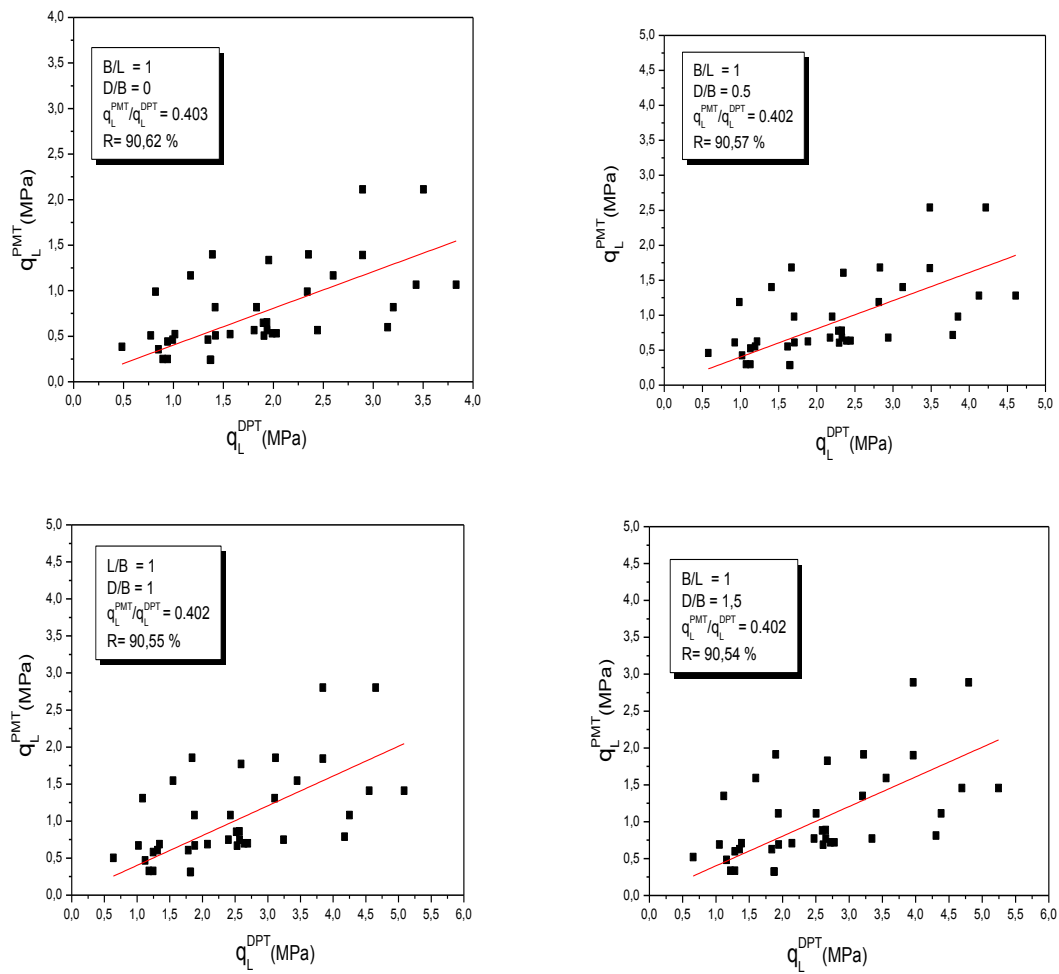
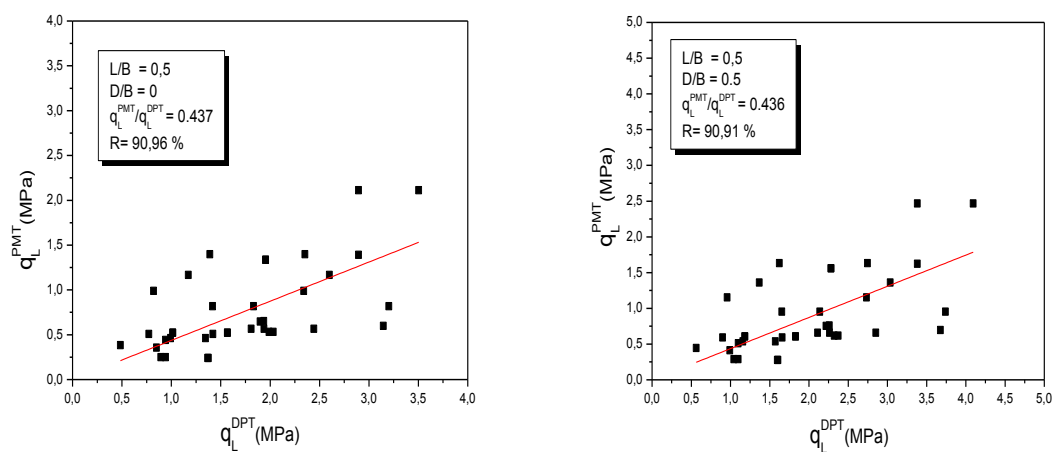


Figure 4.4 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai DPT et de l'essai PMT pour  $B/L=1$



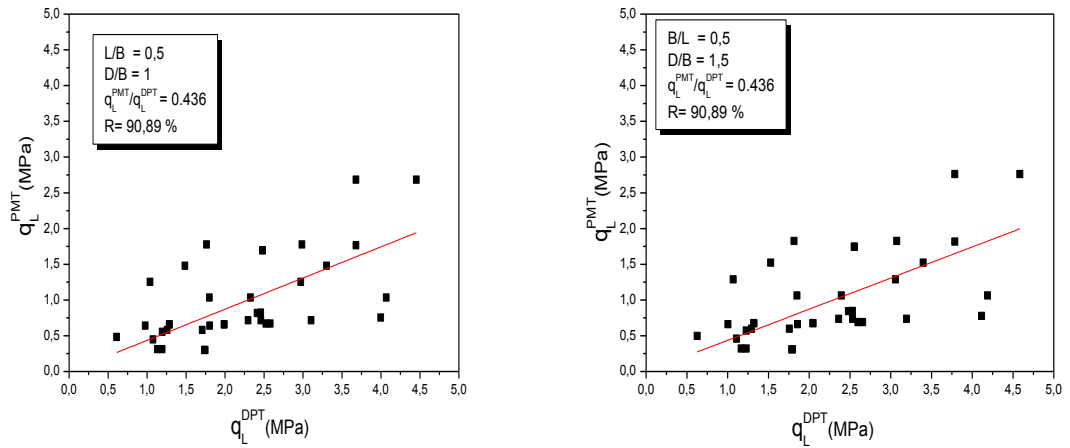


Figure 4.5 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai DPT et de l'essai PMT pour  $B/L=0.5$

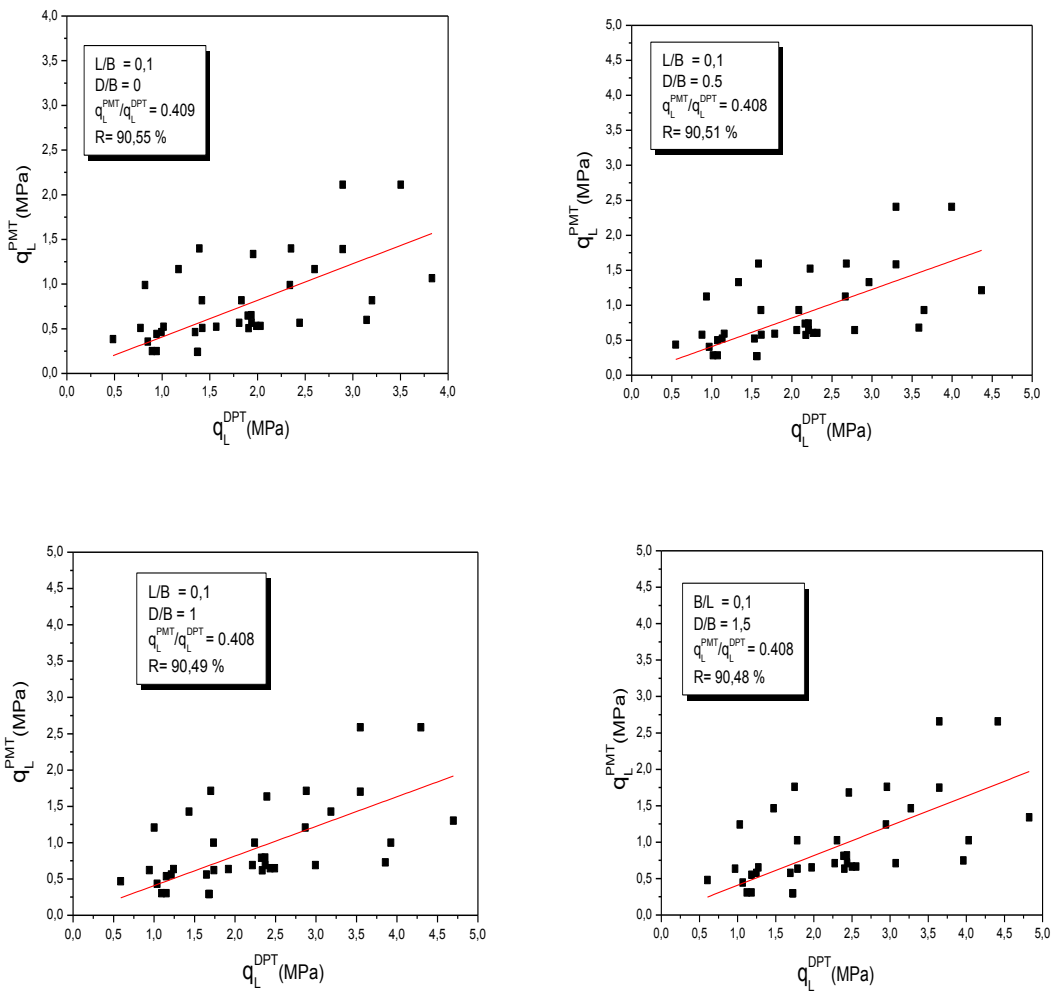


Figure 4.6 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai DPT et de l'essai PMT pour  $B/L=0.1$

D'après les graphes ci-dessus, on remarque qu'on a une moyenne du rapport liant  $q_L^{PMT}/q_L^{DPT}=0.41$  avec un coefficient de variation égale à 3.2%. On propose donc de faire un calage, ce qui rend la formule en (4.3) sous la forme suivante :

$$q_L = (K_d \cdot N_{20})^{2/5} + \gamma \cdot D \quad (4.6)$$

Suite à ce calage les courbes deviennent comme suit :

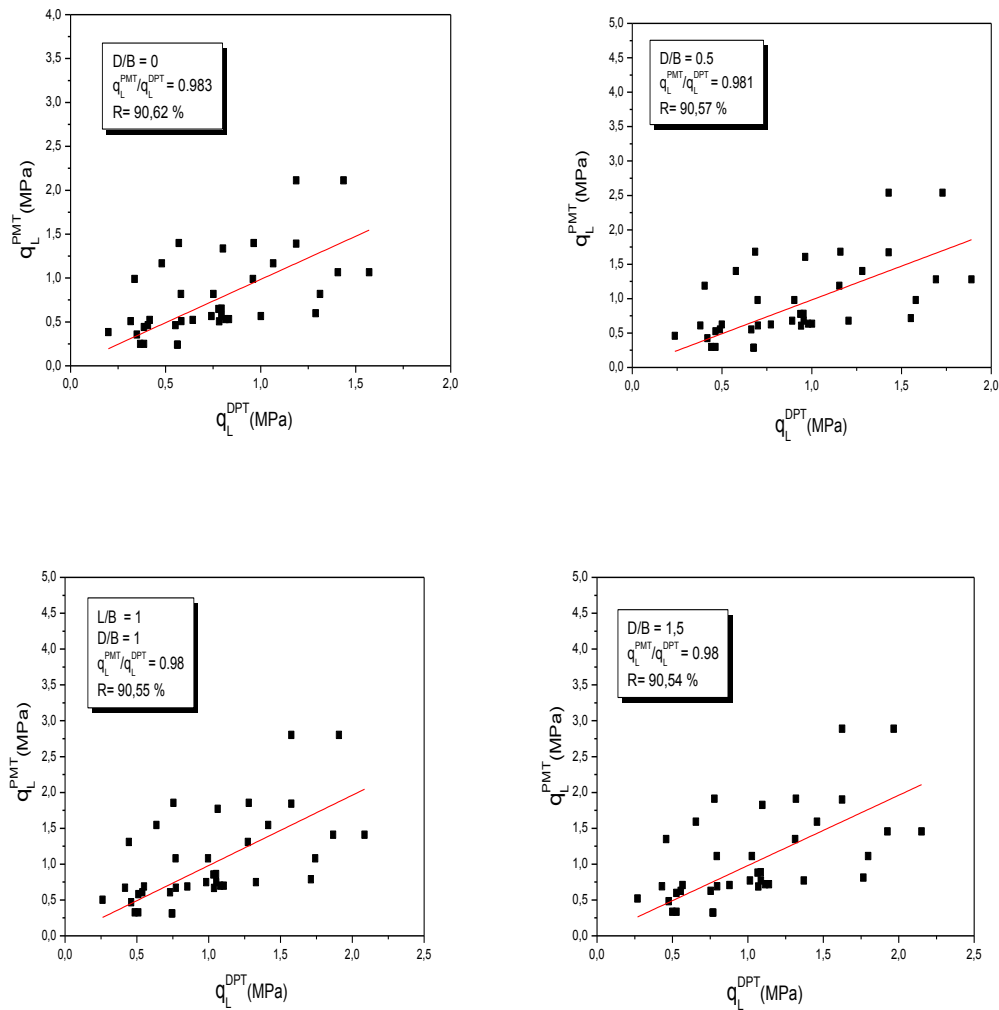


Figure 4.7 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai DPT et de l'essai PMT pour  $B/L=1$  après calage

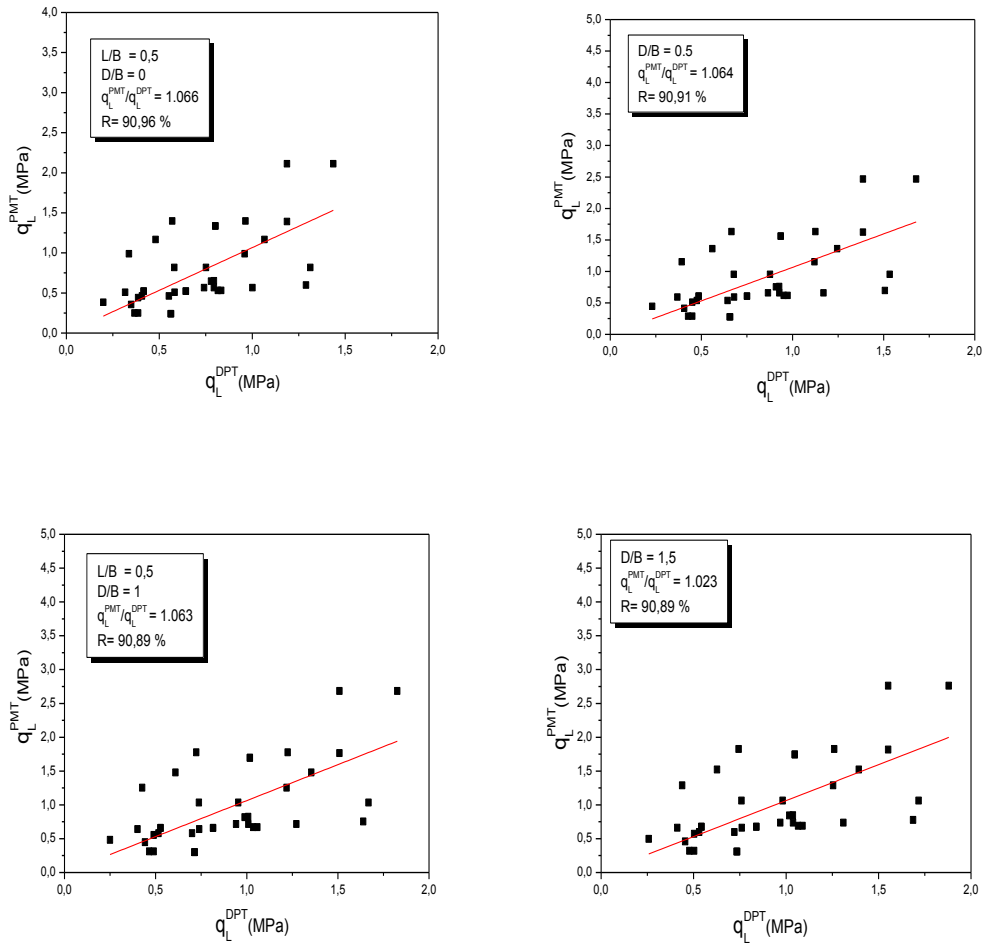
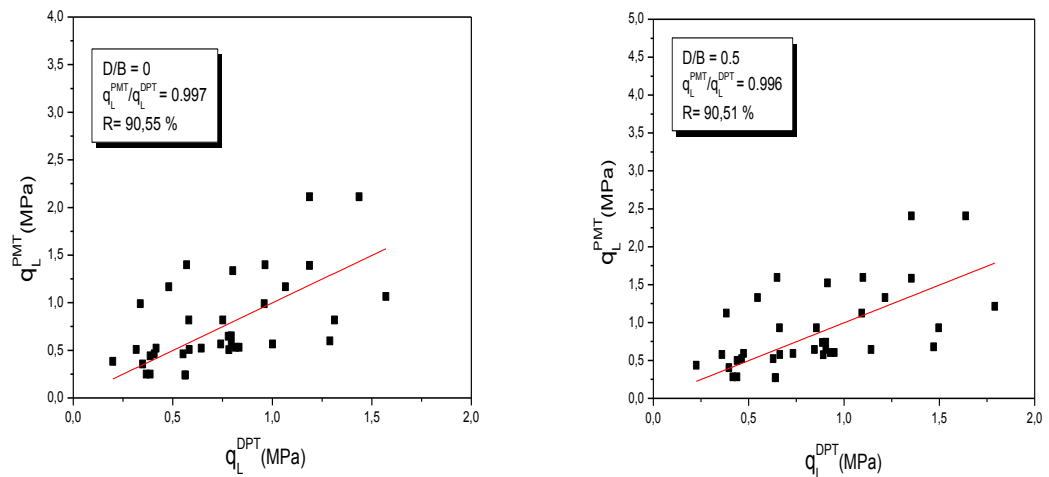


Figure 4.8 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai DPT et de l'essai PMT pour  $B/L=0.5$  après calibration



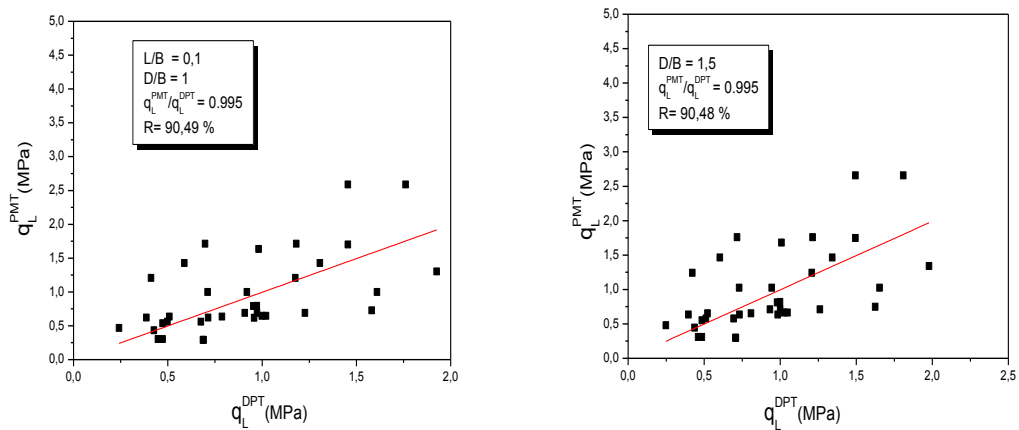


Figure 4.9 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai DPT et de l'essai PMT pour  $B/L=0.5$  après calibration

Suite au calage effectué, on remarque que  $q_L^{DPT}$  est très proche de  $q_L^{PMT}$ . Le coefficient d'ajustement proche de 90% confirme ce résultat appréciable. On remarque également que ce rapport ne varie pas avec la valeur de  $D/B$  et de  $B/L$ , ainsi les dimensions de la fondation n'influent pas sur ce rapport.

## 5.5. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai CPT

### 5.5.1. Corrélations entre les paramètres des essais CPT-PMT:

La corrélation étudiée est établie entre des paramètres de même dimension, il s'agit de la corrélation:  $q_c/P_L$ . On opère de la même que pour l'essai DPT.

### 5.5.2. Corrélations $q_c/P_L$ :

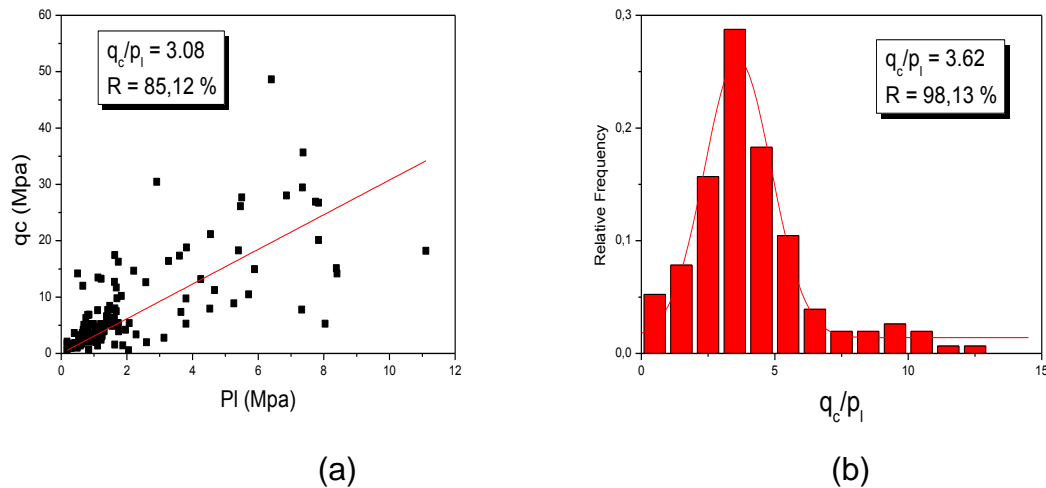


Figure 4.10 : Corrélation entre  $q_c$  et  $P_L$

La distribution de  $q_c$  en fonction  $p_l$ , représentée sur la figure 4.9(a), dégage une bonne tendance linéaire très bien exprimée par l'histogramme en cloche utilisé en analyse statistique, figure 4.9(b). Cet histogramme s'ajuste par la loi normale, suite à la vérification du test  $\chi^2$  avec un coefficient d'ajustement de 98.13%.

La valeur moyenne représentant l'échantillon est :  $q_c/P_L=3.62$

D'après Van Wamberke [22], le passage de la résistance de pointe statique à la pression limite préssiométrique s'effectue selon les rapports suivants:

- Pour une argile :  $\frac{q_c}{P_l} = 3$
- Pour un limon :  $\frac{q_c}{P_l} = 6$
- Pour un sable :  $\frac{q_c}{P_l} = 9$

Notre corrélation est proche de celle de Van Wamberke pour les argiles.

### 5.5.3. Facteur de portance $K_c$ :

Dans notre cas, ce facteur et le facteur de portance préssiométrique  $K_p$ , utilisé dans la méthode préssiométrique de calcul de la capacité portante des fondations superficielles en vigueur dans le DTU13.12 [36] ont la même définition.

À partir de la formule :

$$q_l = K_p \cdot P_{Le}^* + q_0 \quad (4.7)$$

Si on utilise la corrélation  $q_c/P_L=3.62$

$$\text{On obtient : } q_f = K_p \cdot (q_c^e/3.62) + q_0 \quad (4.8)$$

$$\text{D'où : } q_f = K_c \cdot q_c^e + q_0 \quad (4.9)$$

$$\text{Résultat : } K_c = K_p/3.62 \quad (4.10)$$

$q_c^e$  est la moyenne sur la profondeur de la zone utile (après filtrage du profil).  
La figure 4.12 représente les abaques de ce coefficient de portance pénétrométrique.

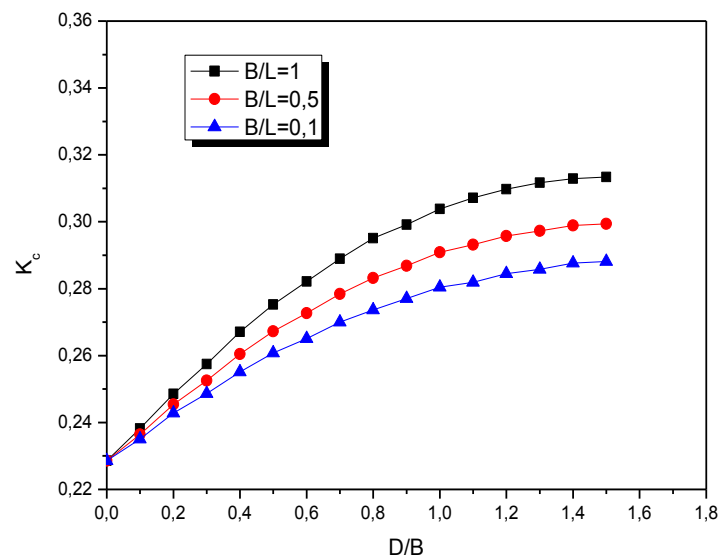


Figure 4.11 : Facteur de portance statique

L'effet des dimensions L et B de la fondation sont montrés sur la figure 4.13.

Les trois points représentent les valeurs moyennes de  $K_c$  pour : B/L=1 ; 0.5 et 0.1.



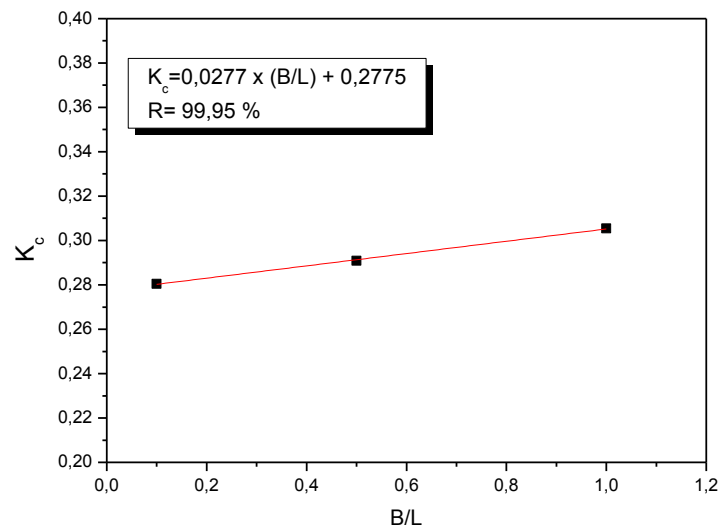


Figure 4.12 : Effet de B/L sur K<sub>c</sub>

#### 5.5.4. Validation de l'approche proposée

A cet effet, on calcule la capacité portante d'une semelle superficielle à partir de l'essai CPT, en utilisant la formule proposée en (4.9). On calculera une semelle carrée, une semelle rectangulaire et une semelle filante, afin d'apprécier l'effet des dimensions de la fondation.

De même que pour l'essai DPT, nos résultats et ceux obtenus par la méthode préssiométrique seront confrontés sur la base des mêmes données. On rappelle que le calcul a été mené pour chaque sondage et sur toutes les profondeurs utiles où on dispose de données pour classer le sol. Les résultats obtenus sont montrés sur la figure 4.14 pour : B/L=1 ; 0.5 et 0.1 et D/B=0 ; 0.5 ; 1 et 1.5

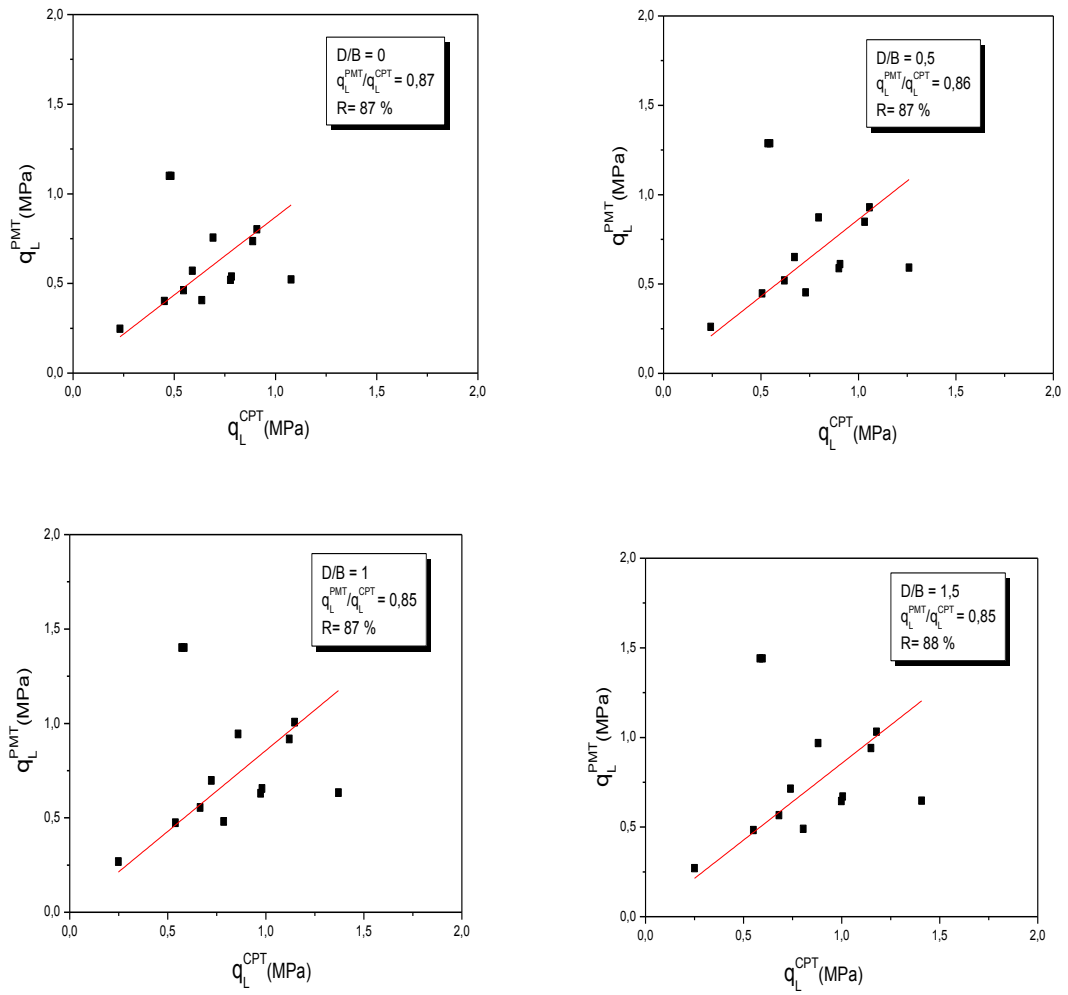
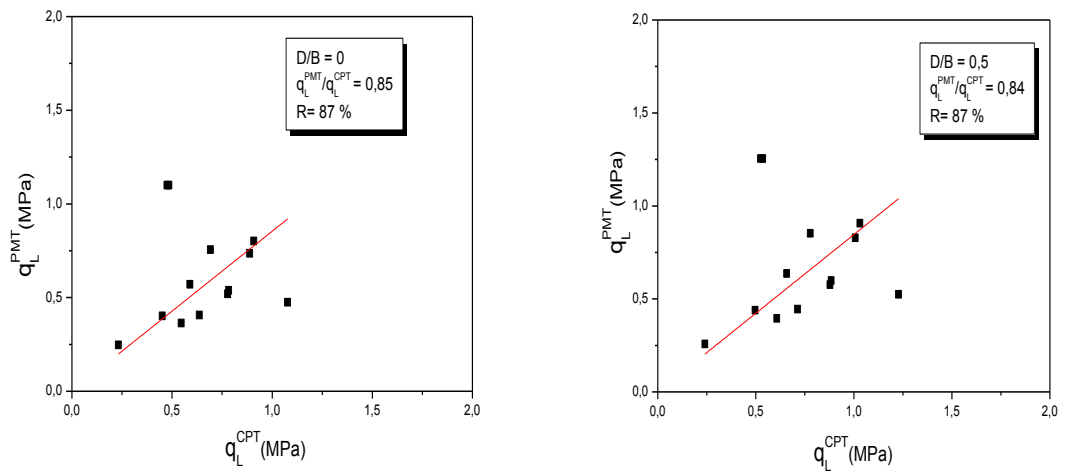


Figure 4.13 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai CPT et de l'essai PMT pour B/L=1



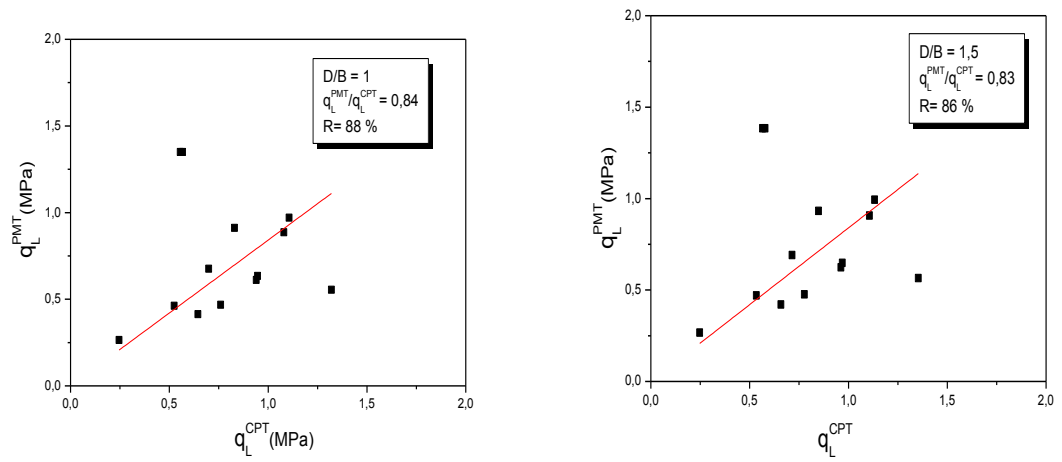


Figure 4.14 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai CPT et de l'essai PMT pour  $B/L=0.5$

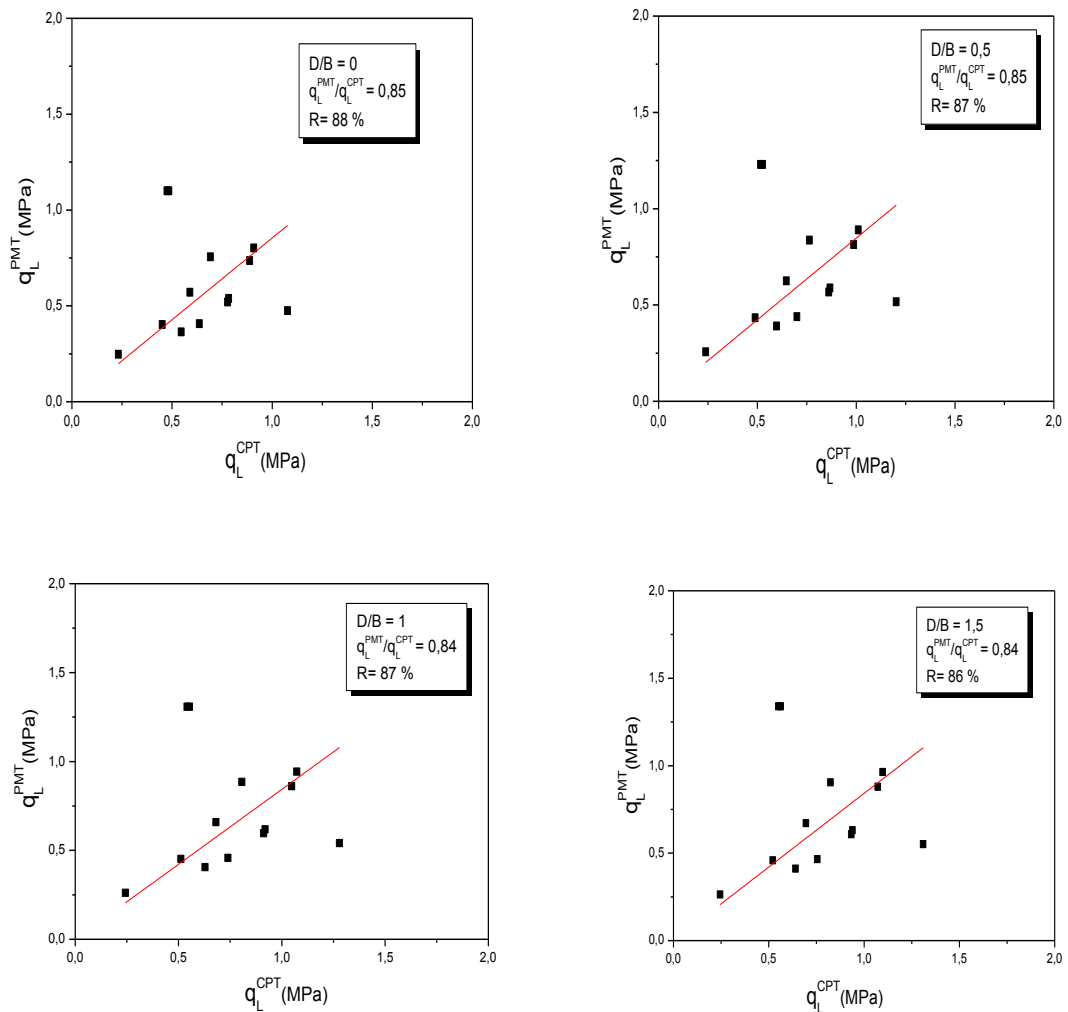


Figure 4.15 : Comparaison entre la capacité portante calculée à partir de l'essai CPT et de l'essai PMT pour  $B/L=0.1$

On obtient ainsi pour le rapport  $q_i^{PMT}/q_i^{CPT}$  une valeur moyenne de 0.85, avec un appréciable coefficient d'ajustement de 87%.

Par ailleurs, ce rapport, quasi invariable avec la valeur de D/B et de B/L, n'est pas influencé par les dimensions de la fondation.

#### 4.6. Conclusion :

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des essais de pénétration dynamique et statique, abordé dans cette partie de notre travail, est l'un des problèmes les plus soulevés par les chercheurs, vu le déficit assez conséquent en formulaires fiables dans ce domaine.

Ce vide, si on l'appelle ainsi, se fait sentir considérablement relativement au dimensionnement des fondations à partir de l'essai DPT. En parallèle, un manque est observé en matière de réglementation dans ce domaine, car à ce jour, il n'y a pas de méthode de calcul de la capacité portante à partir de cet essai, excepté la formule  $q_f = q_d/20$ , limitée d'ailleurs aux sols pulvérulents.

Dans cette optique, on a proposé une approche de calcul de la capacité portante, à partir de ces essais, pour les sols argileux, en adaptant le facteur de portance initialement défini dans la méthode de calcul par l'essai PMT, noté  $K_p$ , en le remplaçant par un autre facteur qu'on note  $K_d$  pour l'essai DPT et  $K_c$  pour l'essai CPT. Les facteurs  $K_d$  et  $K_c$  sont calculés à partir des corrélations entre  $N_{20}$  et  $P_L$ , et  $q_c$  et  $P_L$  respectivement. Ces corrélations ont été étudiées suite à la mise en place d'une base de données à partir de rapports géotechniques propres au sol Algérien.

Une formule de calcul de la capacité portante à partir de l'essai DPT et CPT est proposée et une confrontation des calculs, à titre comparatif, est établie avec la méthode préssiométrique. Les résultats obtenus sont concordants et très encourageants même s'ils sont restreints à un type de sols.

La formule proposée pour le calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration dynamique est :

$$q_f = K_d \times N_{20} \times 0.4 + q_0$$

d : fiche de la fondation.

La formule proposée pour le calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique est :

$$q_f = K_c \times q_c^e \times 0.85 + q_0$$

$q_c^e$  : moyenne sur la profondeur de la zone utile de la résistance statique de pointe (après filtrage du profil).

$c$  : fiche de la fondation.

$q_0$  : contrainte verticale initiale due au poids des terres au niveau de la fiche de la fondation.

## CHAPITRE 5 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR DIFFÉRENCES FINIS

### 6.1. Présentation du logiciel FLAC 2D

#### 5.1.1. Introduction :

**Fast Lagrangian Analysis of Continua** (FLAC) est un programme numérique commercial développé par le groupe Itasca en 1986. Il s'agit d'un logiciel basé sur la méthode des différences finies explicites, et permet de simuler le comportement, aussi bien statique que dynamique en 2D, des sols et/ou des structures. Le logiciel comprend plusieurs lois de comportement des sols, en plus de la possibilité d'intégrer notamment des éléments d'écoulement d'eau souterraine, de chaleur et d'analyse dynamique des sols.

Une brève description de ce logiciel est donnée dans ce chapitre. Elle concerne la version avec laquelle on a travaillé, FLAC 2D version 6.0 [154].

#### 5.1.2. Initialisation du modèle :

Dans un premier temps, on procède à l'initialisation du modèle. Dans cette étape, un quadrillage du modèle doit être défini. On peut par la suite modifier la géométrie du modèle, en procédant par plusieurs manipulations pour obtenir la forme et la dimension voulues. Plusieurs groupes (matériaux) peuvent être formés, où ils seront associés à des modèles de comportement.

Les conditions aux limites sont au choix de l'opérateur, soit imposées ou par défaut. La direction et la valeur du vecteur de gravité doivent être spécifiées. On peut également procéder à l'initialisation des états de contraintes et de déplacements, vitesses et accélérations dans tous les éléments du modèle. Il est très important de vérifier que l'équilibre statique est atteint durant cette première étape d'initialisation du modèle, et pour ça, on doit vérifier soit les forces de déséquilibre ou le rapport d'équilibre. Une valeur de 1% ou 0.1% est acceptable, selon la précision désirée.

### 5.1.3. Présentation des modèles constitutives :

FLAC 6.0 offre la possibilité d'analyser les problèmes géotechniques selon plusieurs modèles de comportement. Les modèles en question, sont décrits dans la littérature pour faciliter leur implantation numérique dans un logiciel. Un modèle doit être défini pour chaque matériau du maillage, soit sous forme d'éléments, de zones ou de blocs. Le modèle élasto-plastique parfait de Mohr-Coulomb est dans cette étude.

Cette section présente les modèles utilisés dans cette étude, de même que les paramètres à spécifier pour chacun.

#### 5.1.3.1. Modèle élastique :

Le modèle élastique fonctionne selon la loi d'élasticité linéaire isotrope, c'est-à-dire que les déformations sont directement proportionnelles à des modules constants. Le modèle requiert la définition du module de compression isotrope  $K$ , du module de cisaillement  $G$  et de la masse volumique des éléments. Une définition alternative des modules peut être effectuée avec le module de Young  $E$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , c'est ce qu'on fait dans ce travail.

#### 5.1.3.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

C'est un modèle très utile pour décrire le comportement élastoplastique parfait d'un sol. Ce modèle été utilisé pour la modélisation d'une argile saturée en comportement non drainé.

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de Coulomb, d'équation :

$$\tau = C + \sigma \tan\varphi \quad (5.1)$$

Où :

$\sigma$  et  $\tau$  correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée,  $C$  représente la cohésion et  $\varphi$  est l'angle de frottement interne du matériau.

Le modèle de Mohr-Coulomb requiert les mêmes paramètres que le modèle élastique, à savoir le poids volumique  $\gamma$ , le module  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ . Les paramètres  $\psi$ ,  $\varphi$  et  $C$  doivent également être spécifiés. Il est aussi très

important de mentionner la nature des contraintes régissant les lois d'écoulement (effectives ou totales). Dans notre cas, il s'agit de contraintes totales.

Les valeurs des paramètres utilisés pour cette étude, sont données dans le chapitre suivant.

Cependant, autre que les modèles élastiques et Mohr-Coulomb, FLAC utilise d'autres modèles de comportement de sol. Leurs inconvénients, en plus du nombre élevé des paramètres qu'ils exigent, est qu'ils sont lourds en calculs et sont, pour cette raison, mal adaptés aux calculs dynamiques. En outre, les lois d'écrouissage demandent une plus grande investigation sur les propriétés des matériaux pour être convenablement définies.

Il est à noter que FLAC 6.0 permet à l'utilisateur d'écrire ses propres modèles de comportements de sol. Ceci s'adresse toutefois aux utilisateurs expérimentés maîtrisant le langage FISH de programmation interne de FLAC.

#### 5.1.4. Analyse dynamique

##### 5.1.4.1. Conditions aux limites

Du fait que notre maillage est limité dans l'espace, il est impératif de vérifier que ces limites ne permettent pas une réflexion des ondes vers l'intérieur du modèle. Pour satisfaire cette condition, FLAC propose une solution qui consiste à appliquer au niveau de ces frontières des conditions aux limites absorbantes, appelées : absorbing boundaries ou free field, cette dernière est appliquée pour les actions sismiques.

Si on utilise une vitesse limitée, pour assurer l'état de contrainte statique, cette condition limite peut être remplacée par une frontière absorbante, les forces de réaction aux limites seront automatiquement calculés et maintenues pendant toute la phase de chargement dynamique. Dans notre cas, les frontières absorbantes sont utilisées aux limites du modèle, dans les directions x et y.

Il est à noter, qu'une autre alternative est possible, qui est d'augmenter la taille du modèle jusqu'à ce qu'il ne réfléchisse plus d'énergie. Mais cette solution influe beaucoup sur le temps de calcul.



#### 5.1.4.2. Amortissement mécanique

Dans les systèmes dynamiques naturels, le frottement interne entraîne une dissipation partielle de l'énergie de vibration, ce qui permet aux systèmes de ne pas osciller indéfiniment suite à une sollicitation dynamique.

FLAC, propose plusieurs types d'amortissement mécanique :

- L'amortissement local
- L'amortissement de Rayleigh
- L'amortissement hystérétique

L'amortissement local a été utilisé du fait de la nature quasi statique du problème étudié. Cet amortissement a été conçu en premier lieu pour équilibrer la sollicitation statique, mais les caractéristiques dont il dispose le rendent attractif pour les simulations dynamiques. Il fonctionne par addition ou soustraction de la masse des points de la grille ou un nœud de la structure à certains moments au cours d'un cycle d'oscillation. Il y a évidemment une conservation de la masse globale, parce que la quantité ajoutée est égale à la somme soustraite.

Le coefficient de l'amortissement local est défini par la formule suivante :

$$\alpha_L = \pi D \quad (5.2)$$

Puisque D prend couramment dans le domaine des petits déplacements la valeur de 5%,  $\alpha_L$  sera égale à 0,1571.

Ce type d'amortissement local semble donner de bons résultats pour un cas simple.

Pour des cas plus compliqués, il doit être comparé à celui de Rayleigh, si les résultats sont très proches, il est préférable de l'utiliser car il simplifie la durée de calcul et on n'a pas besoin de spécifier la fréquence.

Pour les actions sismiques, l'amortissement local n'est pas recommandé, car selon Itasca (2008), l'usage de l'amortissement local dans ce cas est incapable de cerner adéquatement la perte d'énergie lors de chargements cycliques multiples [15, 154].

#### 5.1.4.3. Définition du chargement

La sollicitation dynamique dans cette étude est la vitesse de pénétration du train de tiges suivant l'axe y,  $V_y = 2\text{cm/s}$ . Elle est appliquée en tête (limite supérieure du matériau acier de la tige).

#### 5.1.4.4. Stabilité du modèle

Il ya plusieurs indicateurs qui peuvent être utilisés pour évaluer l'état numérique du modèle (par exemple, si le système est stable, instable ou des flux de matière plastique à l'état stable). Parmi ces indicateurs, on cite:

- Les forces du déséquilibre (*Unbalanced Force*),
- Les vitesses des points du maillage (*Gridpoint Velocities*),
- Les indicateurs de plasticité (*Plastic Indicators*),

En dynamique, l'évolution de la stabilité, consiste à analyser le développement de zones de plasticité. Dans FLAC, si on a un mécanisme de rupture, celui-ci est identifié par une bande continue et permanente de zones plastiques actives. Cette bande forme la surface de rupture. La zone délimitée par la surface topographique (sol) et cette surface de rupture, constitue le volume instable. L'instabilité est confirmée si les vectrices vitesses de cette zone montrent un mouvement d'ensemble correspondant à un glissement le long de la surface de rupture.

#### 5.1.5. Analyse et traitement de données

L'analyse et le traitement des données peuvent être effectués avec FLAC 6.0. L'interface du logiciel permet l'affichage d'historiques (contraintes, déplacements, etc.) enregistrés lors des calculs. Le logiciel permet également l'enregistrement de calculs effectués sur différents paramètres du sol.

Un langage de programmation FISH est intégré dans le logiciel. Il est également possible pour l'utilisateur créer son propre programme avec ce langage FISH selon ses besoins.

#### 5.2. Modélisation des fondations superficielles

L'essai de pénétration statique est l'un des essais in-situ les plus utilisés pour l'évaluation du profil de résistance des sols.

Plusieurs méthodes numériques ont été employées pour modéliser la pénétration de cône dans les sols argileux. Bien que ces méthodes ne fournissent pas directement des corrélations, elles donnent une idée plus claire sur le processus de pénétration, un contrôle des facteurs affectant la résistance du cône et la vérification des corrélations [1].

Parce que la déformation du cône implique des grands déplacements au niveau des interfaces sol-pénétrömètre, l'analyse numérique est souvent complexe et doit être rigoureusement menée bien que plusieurs approximations sont souvent adoptées.

Des recherches présentées par Yu & Mitchell [156] et Lunne et al. [1] confirment que malgré les études effectuées dans ce domaine, il n'y a toujours pas de solution rigoureuse, et que l'analyse du problème est difficile à cause des grandes déformations et des contraintes imposées lors de la pénétration, ainsi qu'au comportement compliqué du sol induit par ces conditions initiales complexes [167].

Ainsi, l'interprétation de l'analyse de cet essai est difficile surtout si les résultats sont nécessaires pour l'estimation des contraintes, déformations et des caractéristiques de résistance des sols [157,158]. Ces difficultés sont dues à la complexité du phénomène de déformation du sol lors de la pénétration de la tige conique.

Couramment, les corrélations relatives à la résistance du cône ont été obtenues en utilisant les approches suivantes :

- Théorie de la capacité portante
- Théorie de l'expansion de cavité
- Théorie de déformation à l'état d'équilibre
- Analyse par les éléments finis par incrément
- Essai de la chambre de calibration

Dans notre analyse, la pénétration du cône est analysée par le logiciel FLAC 2D, qui est un programme de calcul en 2 dimensions en différences finies, dans un sol considéré comme un matériau élastique parfaitement plastique représenté par le critère de rupture Mohr-Coulomb. Quant à la tige, elle est considérée comme étant un corps rigide obéissant à la loi élastique.

Le travail présente l'effet de l'indice de rigidité sur le facteur du cône. L'effet des contraintes verticales et celui des interfaces sol-pénétrömètre a aussi été étudié.

#### 5.2.1. Définition du problème de pénétration du cône :

Lors de la pénétration du cône, les grains du sol se déplacent autour de l'axe du cône aussi bien horizontalement que verticalement. Cette pénétration se

fait à une vitesse constante de 2 cm/s. Il s'agit d'un problème quasi statique à déformation contrôlée.

La réalité du problème est que les points se situant sur l'axe du cône vont se déplacer horizontalement à une distance égale au rayon du cône, mais ce dernier n'est pas encore pris en considération dans les méthodes proposées. Comme alternative, on procède à réaliser un forage pour maintenir l'état des contraintes initiales.

Lors de la pénétration du cône, plusieurs facteurs rhéologiques et mécaniques peuvent intervenir sur la résistance de pointe.

### 5.2.2. Modélisation du problème de pénétration statique du cône par FLAC

La modélisation de l'essai de pénétration statique se fait en axissymétrie, en considérant la moitié du plan de coupe transversale du massif du sol (voir figure 5.2). Pour le chargement dans FLAC, on ne peut pas imposer un déplacement. Une autre alternative, est d'introduire une vitesse verticale égale à la vitesse de pénétration des tiges soit de 2 cm/s. L'application de ce type de chargement nous oblige à travailler en dynamique. L'état initial des contraintes est supposé celui au repos, c'est-à-dire du type  $K_0$ . Puisqu'on travaille en dynamique, les frontières absorbantes sont nécessaires. Les conditions aux limites sont comme suit :

- direction verticale du massif : blocage suivant x
- direction horizontale du massif : blocage suivant x, y

Les étapes nécessaires pour lancer l'analyse du problème, sont indiquées sur l'organigramme de la figure 5.1 :

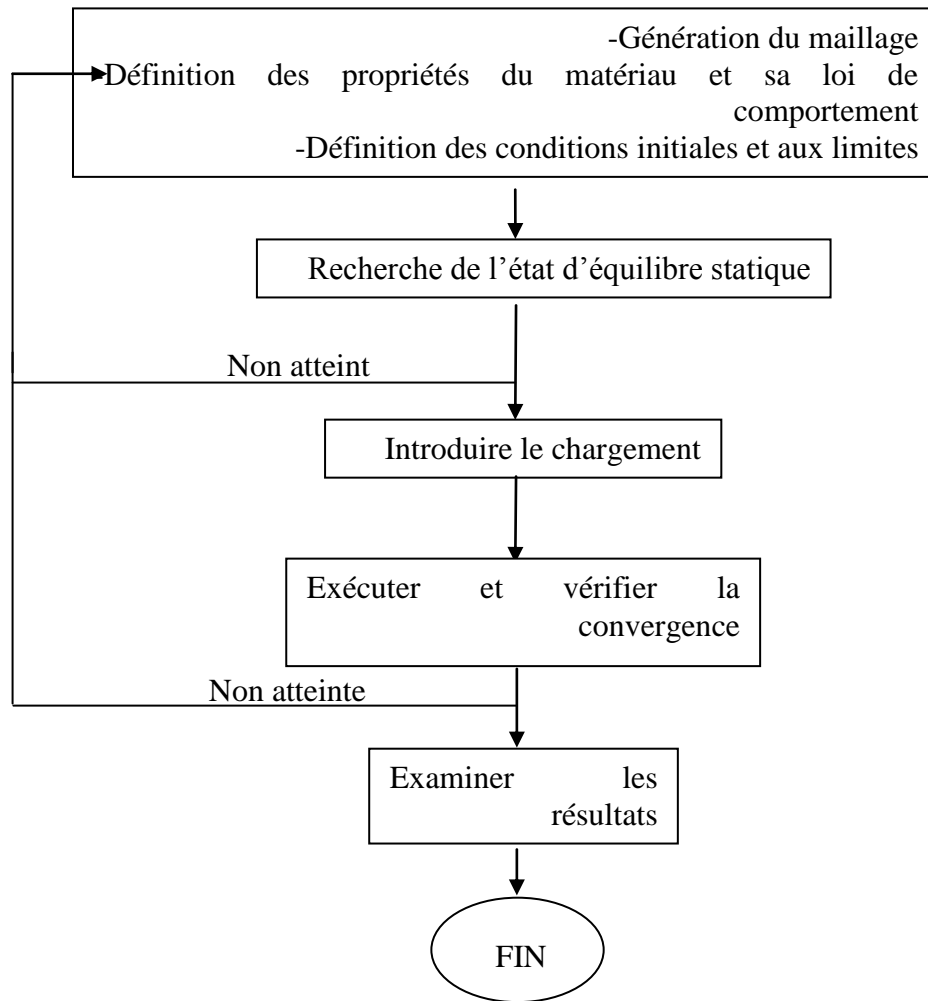


Figure 5.1 : Procédure du travail avec FLAC 2D

#### 5.2.2.1. Analyse dimensionnelle:

Le but de l'analyse dimensionnelle est d'identifier tous les paramètres clés du problème étudié, tels que les propriétés physiques et géométriques de la structure et les caractéristiques géotechniques du sol. Cela permet également de réduire le nombre de paramètres en créant des nouveaux paramètres appelés : termes en  $\pi$ . Les termes en  $\pi$  sont déterminés, dans notre cas, par le théorème Vashy-Buckingham, comme suit :

#### 5.2.2.2 Résistance pénétrométrique :

$$f(q_c, H, r_0, C_w, G) = 0 \quad (6.1)$$

Où :

$q_c$  : la résistance de pointe

$H$  : la longueur de la tige

$r_0$  : le rayon de la tige

$C_u$  : la cohésion non drainée

$G$  : le module de cisaillement

La relation adimensionnelle a la forme suivante :

$$F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (6.2)$$

$n$  est le nombre de quantités physiques dont la valeur dans notre cas :  $n=5$

$k$  est le nombre de quantités fondamentales des variables. Dans notre cas :  $k = 3$

(masse, longueur et temps)

Donc on obtient :  $n-k=5-3=2$  termes en  $\pi$  ( $\pi_1, \pi_2$ ), définies comme suite :

$$\pi_1 = \frac{q_c}{C_u} = N_k$$

$$\pi_2 = \frac{G}{C_u} = I_r$$

$I_r$  : est l'indice de rigidité

Les courbes étudiées sont de la forme :  $N_k = f(I_r)$

### 5.2.3. Caractéristiques mécaniques :

#### 5.2.3.1. Le matériau sol :

Le sol étudié est une argile saturée en comportement non drainé dont le comportement suit une loi élastoplastique parfaite avec le critère de Mohr-Coulomb. Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques mécaniques et physiques de cette argile :

Tableau 5.1 : Propriétés des sols étudiés

Paramètres	E (KPa)	C (KPa)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$\varphi$ (°)	$K_0$
Sol1	2 000	100	20	0.499	0	1
Sol2	10 000	200				
Sol3	40 000	300				
Sol4	60 000	200				
Sol5	300 000	200				

Où :

E : Module de déformation du sol

$C$  : Cohésion du sol

$\gamma$  : Poids volumique du sol

$\nu$  : Coefficient du poisson du sol

$\varphi$  : Angle de frottement du sol

$K_0$  : Coefficient des pressions des terres au repos.

#### 5.2.3.2. Le matériau acier

Le matériau tige est l'acier, a un module de Young  $E$ , un coefficient de poisson  $\nu$  et un poids volumique  $\gamma$ . Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques mécaniques et physiques de la tige :

Tableau 5.2 : Propriétés de la tige en acier

Paramètres	$E$ (KPa)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu$
Tige	210 000 000	78.50	0.333

#### 5.2.4. Les éléments d'interfaces

Lorsque l'on considère l'interaction de deux solides en contact avec des caractéristiques de déformabilité très différentes, la rupture est très souvent accompagnée de la formation, à l'interface, dans le solide le plus déformable, d'une zone de faible épaisseur orientée dans la direction de la surface de contact. Cette zone, appelée interface sol-structure, siège d'une importante localisation de la déformation, joue le rôle d'une discontinuité cinématique caractérisée par des gradients de déformations très élevés. La rupture est observée au sein de cette zone, lieu de transmission des contraintes et des déformations. La description du comportement, en terme de frottement mobilisé par une structure rigide dans un sol, doit par conséquent nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée [155].

Les études expérimentales sur le comportement des interfaces sol-structure ont mis en évidence l'importance des phénomènes de déformation (contractance-dilatance) qui se développent dans cette zone et l'effet qu'ils peuvent avoir sur la mobilisation du frottement [177,176].

Pour une analyse bidimensionnelle de l'interface, les contraintes normales  $\sigma$  et tangentielles  $\tau$ , sont reliés aux déplacements relatifs par la relation suivante [157] :

$$\begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \vartheta_r \\ U_r \end{Bmatrix} = [C]_i \begin{Bmatrix} \vartheta_r \\ U_r \end{Bmatrix}$$

Avec :

$\tau$  : Contrainte de cisaillement

$\sigma$  : Contrainte normale

$K_n$  : Rigidité normale

$K_s$  : Rigidité tangentielle

$\vartheta_r$  et  $U_r$  : Déplacement relatif normal et tangentiel respectivement.

$[C]_i$  : Matrice d'interface

Dans le problème d'interaction sol-structure, l'épaisseur de l'élément interface est supposait nulle.

La matrice  $[C]_i$  est constituée par les rigidités élastiques de l'interface dans les directions normale ( $K_n$ ) et tangentielle ( $K_s$ ). Le comportement élastique ne considère pas un couplage entre les phénomènes normaux et tangentiels à l'interface.

Afin d'exprimer l'évolution des deux rigidités en fonction de la contrainte normale et de l'état de densité du matériau, on définit :

$$K_n = k_n \sigma_n^N \quad \text{et} \quad K_s = k_{ns} \sigma_n^N$$

$k_n$ ,  $k_s$  et  $N$  sont des paramètres du modèle et  $\sigma_n^N$  est la contrainte normale initiale.

La figure ci-dessous présente le maillage final adopté ainsi que les conditions aux limites.

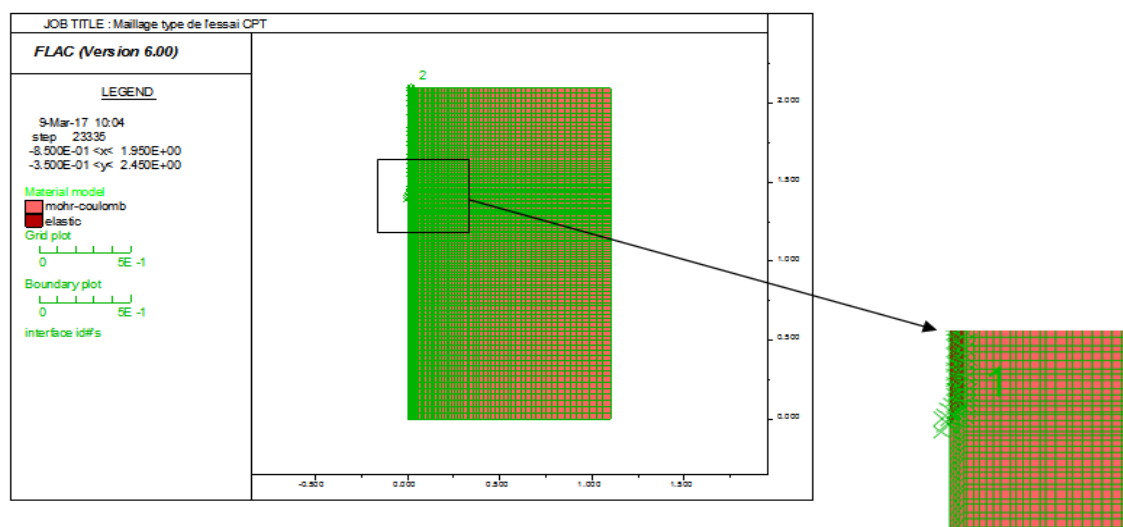


Figure 5.2 : Schéma du maillage type modélisant l'essai de pénétration statique par FLAC 2D



### 5.2.5. Analyse des déformations du modèle :

Le problème de pénétration du cône est un problème à grandes déformations. Or une limitation se présente pour le modèle d'axissymétrie en grandes déformations. En effet, FLAC est un logiciel qui travaille aussi bien en petites déformations qu'en grands déformations, Mais l'axissymétrie n'est pas inclus dans la fonction de remaillage qui est la fonction avec laquelle on travail en grandes déformations.

De ce fait, on s'orientera vers l'analyse en petites déformations.

### 5.2.6. Calcul de la résistance de pointe et du facteur de cône :

Dans cette partie on va présenter les résultats d'une analyse par différences finies à petites déformations de la pénétration du cône dans une argile, cette analyse a été étudié par plusieurs chercheurs, comme : Van den Berg [172], Abu-Farsakh et al. [173], Wei et al. [174], Sheng et al. [170], et Konkol et Bałachowski (2016) [171].

Dans l'essai de pénétration statique, la résistance de pointe est représentée par le facteur du cône  $N_k$ . Pour les sols fins, ce facteur est donné par [158] :

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\tau}$$

$q_c$  est la résistance de pointe

$\sigma_{v0}$  est la contrainte totale due au poids des terres

$\tau$  est la résistance au cisaillement non drainé, et puisque :  $\tau = C_u + \sigma_{tg}\phi$ , on aura:

$$\tau = C_u$$

Donc

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{C_u} \quad (6.3)$$

Des chercheurs ont utilisé différentes approches numériques et analytiques pour trouver des corrélations entre la résistance au cisaillement  $C_u$  et l'indice de rigidité du sol  $I_r$ .

Différentes méthodes ont été adoptées pour la proposition de ces corrélations :

- Théorie de la capacité portante
- Théorie de l'expansion de cavité
- Méthodes des chemins de contraintes

- Méthode des éléments finis
- Théorie de déformation à l'état d'équilibre

Teh (1987) a présenté une méthode théorique qui utilise la combinaison de la méthode de chemin de déformation et l'analyse par éléments finis dans laquelle il trouve que :

$$N_k = 0.19 + 2.64 \ln(I_r) - \frac{\sigma'_{v0}}{C_u} (1 - K_0) + 2\alpha \quad (6.4)$$

Où :  $\alpha$  est un coefficient de rugosité qui varie de 0 à 1 (rugueux et lisse);  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte verticale effective des terres;  $K_0$  est le coefficient de pression des terres au repos;  $I_r$  est l'indice de rigidité [168].

Yu [159] a utilisé la pression limite de l'expansion d'une cavité cylindrique avec une solution plastique rigoureuse afin de simuler la pénétration statique d'un cône rigide, et donnèrent les relations suivantes :

Pour des interfaces lisses:

$$N_k = 4.18 + 1.55 \ln\left(\frac{\sqrt{3}}{2} I_r\right) \quad (6.5)$$

Pour des interfaces rugueuses:

$$N_k = 4.18 + 1.55 \ln\left(\frac{\sqrt{3}}{2} I_r\right) \quad (6.6)$$

Ladanyi et Johnson [166] ont remplacé la pointe du cône par une surface hémisphérique avec le même diamètre que celui du cône dans laquelle la pression limite d'extension de cavité est supposé agir. En plus, une contrainte de cisaillement est supposée agir sur la surface du cône.

Le facteur du cône est donné par l'expression suivante :

$$N_k = 1.33 + 1.33 \ln(I_r) + \sqrt{3} \alpha_c \quad (6.7)$$

On a aussi le facteur du cône, proposé par Baligh et Whittle qui ont utilisé la méthode des chemins de déformation, ce qui a permis de proposer la relation suivante :

$$N_k = 1.51 + 2 \ln(I_r) \quad (6.8)$$

Ces expressions supposent que l'interface du cône / sol est lisse. Il faut noter que les équations d'équilibre ne sont pas satisfaites par cette méthode [158,164].

La méthode du chemin de déformation, proposée initialement par Baligh [160,169], où le processus de pénétration d'un cône fixe est simulée comme le comportement de l'état d'équilibre du sol dans le passé.

Whittle [161], Teh et Houlsby [162,164] et Yu et al. [163] étaient les premiers à appliquer cette méthode aux argiles. Teh et Houlsby ont trouvé l'expression suivante :

$$N_k = 1.25 + 1.84 \ln(I_r) + 2\alpha_c - 2\Delta \quad (6.9)$$

La méthode utilisée pour l'aboutissement à cette formule est estimée grossière car les auteurs ont utilisé la méthode des chemins de déformation en adoptant l'approche quasi-analytique pour l'estimation de l'effet de la rugosité du cône [164].

Dans une seconde tentative, Teh et Houlsby [162,164], proposant la relation suivante :

$$N_k = \left(1.67 + \frac{I_r}{1500}\right) (1 + \ln I_r) + 2.4\alpha_c - 0.2\alpha_s - 1.8\Delta \quad (6.10)$$

$\alpha_c$  et  $\alpha_s$  sont respectivement les coefficients de rugosité aux interfaces cône-sol et tige-sol, ils varient entre 0 et 1 (1 rugueux, 0 lisse). Les chercheurs cette fois-ci, ont utilisé la méthode des chemins des contraintes associée à une analyse par éléments finis pour l'estimation de l'effet de la rugosité du cône et de la tige.

Lu et al. [164] ont appliqué la méthode RITSS (technique de remaillage et interpolation associée aux petites déformations) afin de simuler la pénétration du cône dans les sols cohésifs, et ont trouvé l'expression suivante :

$$N_k = (3.4 + 1.6 \ln I_r) + 1.3\alpha_c - 1.9\Delta \quad (6.11)$$

Yu et al. [165] utilisent une approche alternative basée sur les éléments finis avec le modèle Cam Clay modifié. Ils ont relié l'indice de rigidité au rapport de contraintes in situ  $\Delta$  et la rugosité de l'interface sol-cône, comme suit :

$$N_k = 0.33 + 2 \ln(I_r) + \frac{2.37\delta}{\varphi_{cs}} - 1.83\Delta \quad (6.12)$$

$\delta$  est l'angle de frottement de l'interface cône-sol, et

$\varphi_{cs}$  est l'angle de frottement critique du sol.

Liyanapathirana [158] a étudié la pénétration du cône en utilisant la méthode des éléments finis ALE (Arbitrary Lagrangian Eulerian) afin d'introduire le comportement en grandes déformations, il a trouvé la relation suivante :

$$N_k = 1 + 1.825 \ln(I_r) \quad (6.13)$$

J.Walker et Yu [177] ont travaillé avec la même approche précédente [158], et ont proposé la formule suivante :

$$N_k = 0.2092 + 2.0167 \ln(I_r) \quad (6.14)$$

Le présent travail examine l'effet de l'indice de rigidité  $I_r$ , l'effet de l'interface sol/cône ainsi que l'effet de la profondeur sur le facteur du cône  $N_k$ . Le travail était basé sur la résolution des équations d'équilibre dynamique par la méthode des différences finies récente et originale dans ce domaine de recherche car les travaux antécédents ont tous été fait par la méthode des éléments finis.

### 5.2.7. Interprétation et discussions des résultats

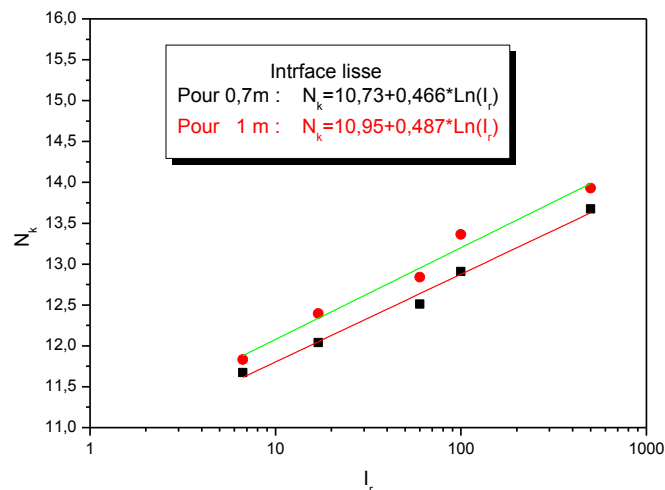
On présentera dans ce qui suit les résultats de l'étude paramétrique effectuée en petites déformations, dans le but d'évaluer la résistance du cône à l'état d'équilibre.

La pénétration du cône s'arrête lorsqu'on atteint un état d'équilibre, ce qui est défini par la résistance de pointe. Le sol, qui est une argile saturée, est modélisé comme un matériau homogène décrit par un comportement élastique parfaitement plastique défini par le critère de Mohr-Coulomb.

#### 5.2.7.1. Effet de la profondeur

La variation de facteur du cône en fonction de l'indice de rigidité a été étudié pour deux profondeurs, 0.7m et 1m, pour un indice de rigidité égale à : 50, 150, 300 et 500. Cette étude a été faite aussi bien pour des interfaces lisses ( $\varphi_u=0$ ,  $C_u^{\text{Interface}}=0$ ), mi-rugueuse ( $\varphi_u=0$ ,  $C_u^{\text{Interface}}=2/3*C_u^{\text{Sol}}$ ) et rugueuses ( $\varphi_u=0$ ,  $C_u^{\text{Interface}}=C_u^{\text{Sol}}$ ).

Les figures suivantes, montrent l'effet de la profondeur  $z$  (m), pour les différents types d'interfaces :



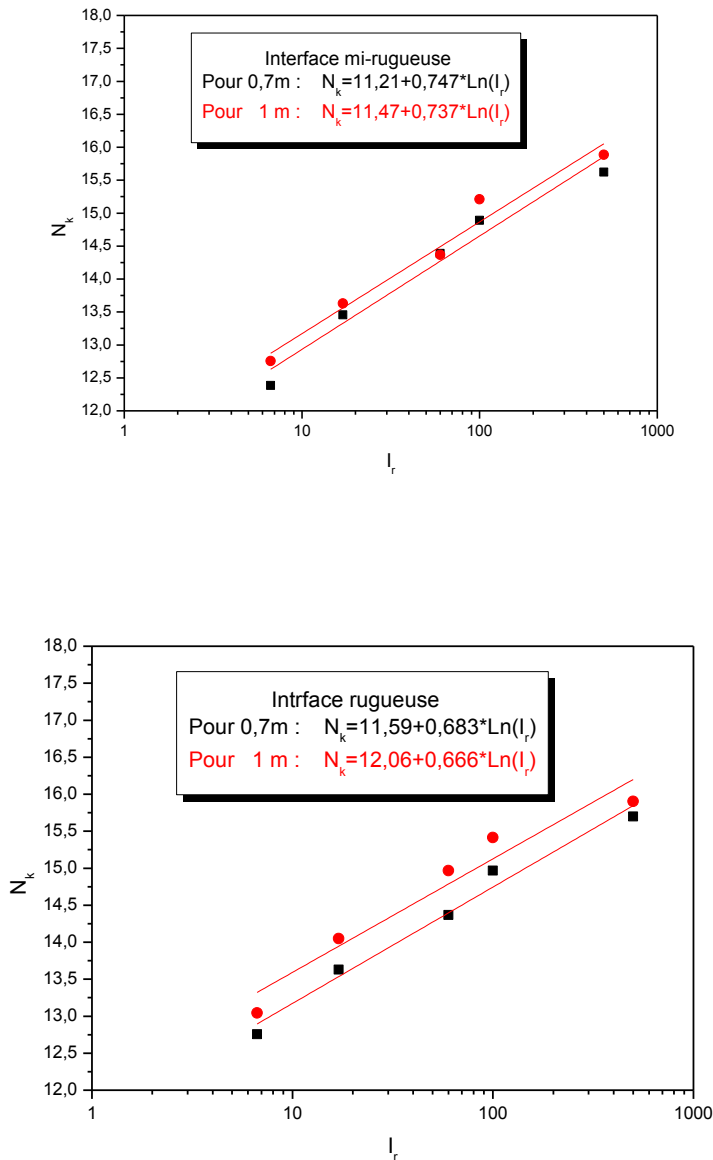


Figure 5.3 : Variation of du facteur du cône  $N_k$  en fonction de la rigidité du sol  $I_r$

Un calcul statistique simple montre qu'un écart type maximal est de 2.66% entre les résultats pour les deux profondeurs valables, et ce pour les différents types d'interfaces. Ce qui nous permet de dire que la profondeur n'a pas d'effet sur la variation de  $N_k$  en fonction de  $I_r$ .

Ce résultat est confirmé par d'autres travaux effectués dans ce sens, Comme celui de Liyanapathirana (2009) [158], qui a trouvé que la résistance du cône est beaucoup plus influencée par les contraintes horizontales que les contraintes verticales.

### 5.2.7.2. Effet des interfaces

L'effet de l'interface du cône a aussi été étudié, en balayant trois catégories possibles, à savoir :

- Interfaces lisses, où on a pris :  $\varphi_u=0, C_u^{\text{Interface}}=0$
- Interfaces mi-rugueuses, où on a pris :  $\varphi_u=0, C_u^{\text{Interface}} = (2/3)C_u^{\text{Sol}}$
- Interfaces rugueuses, avec :  $\varphi_u=0, C_u^{\text{Interface}} = C_u^{\text{Sol}}$

Les résultats sont montrés sur les figures ci-dessous :

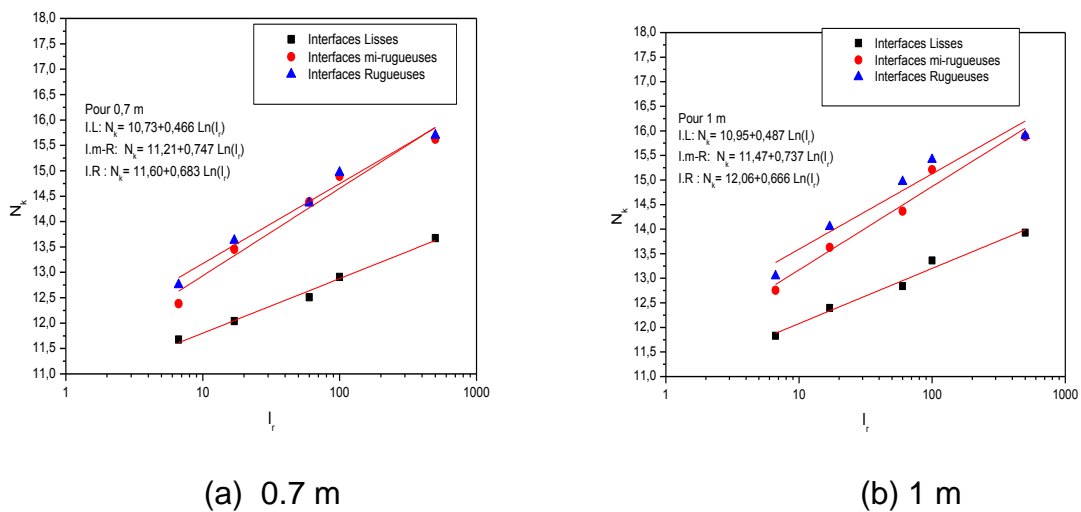


Figure 5.4 : Effet de la rugosité sur la variation de  $N_k$  avec l'indice de rigidité  $I_r$

On remarque une différence claire entre les interfaces lisses et rugueuses avec un écart type d'environ 14% pour les deux profondeurs.

Pour les interfaces rugueuses et mi-rugueuses, l'écart type est de 2.11%, ce qui nous permet de dire qu'il n'y a pas d'effet d'interfaces sur la variation de  $N_k$  en fonction de  $I_r$  pour ces deux types d'interfaces.

### 6.2.7.3. Étude comparative :

Dans le but de valider ces résultats, il est nécessaire de comparer les résultats trouvés avec ceux d'autres recherches sur ce thème.

Les tableaux ci-dessous montrent les différents résultats trouvés dans la littérature auxquelles on a comparé à ceux trouvés dans ce travail, pour les interfaces lisses et rugueuses :

Tableau 5.3 : Comparaison du facteur du cône avec d'autres méthodes (interfaces lisses)

$I_r$	Teh and Houlsby (1991)		Yu (1993)	Lu et al. (2004)	Yu et al. (2000)	D.S.Liyana-pathirana (2009)	Walker & H,S Yu (2006)	Ladanyi & Johnson (1974)	FLAC 2D
	Chemin de contrainte	Chemin de contrainte et MEF	Expansion de cavité	RITSS (FEM)	Équilibre permanent (FEM)	ALE (FEM)	ALE (FEM)	Chemin de contrainte et MEF	Différences finies
50	8,4	8,4	8,5	9,7	8,2	8,1	8,1	6,5	12,6
150	10,5	10,6	9,8	11,4	10,4	10,1	10,3	8,0	13,1
300	11,7	12,5	10,6	12,5	11,7	11,4	11,7	8,9	13,4
500	12,7	14,5	11,2	13,3	12,8	12,3	12,7	9,6	13,6

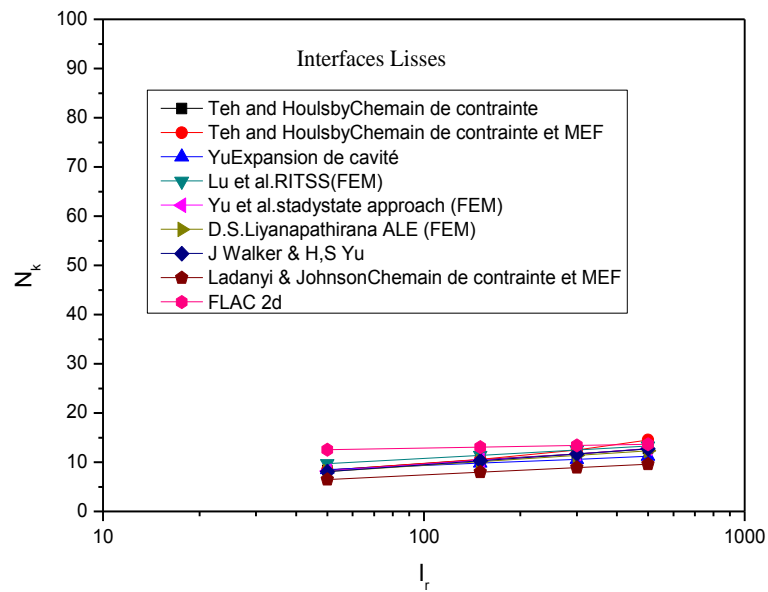


Figure 5.5 : Comparaison du facteur du cône avec d'autres études

Tableau 5.4 : Comparaison du facteur du cône avec d'autres méthodes  
(interfaces rugueuses)

I <sub>r</sub>	Teh and Houlsby (1991)		Yu (1993)	Lu et al. (2004)	Yu et al. (2000)	D.S.Liyanapathirana (2009)	Walker & H,S Yu (2006)	Baligh (1985)	Ladanyi & Johnson (1974)	FLAC 2D	
	Chemain de contrainte	Chemain de contrainte et MEF	Expansion de cavité	RITSS (FEM)	Équilibre permanent (FEM)	ALE (FEM)	ALE (FEM)	Chemain de contrainte	Chemain de contrainte	0,7 m	1m
50	10,4	10,8	13,8	11,0	12,0	9,9	8,1	15,9	8,3	14,3	14,7
150	12,5	13,0	15,0	12,7	13,8	12,3	10,7	17,0	9,7	15,0	15,4
300	13,7	14,9	15,8	13,8	14,9	13,8	12,4	17,7	10,6	15,5	15,9
500	14,7	16,9	16,4	14,6	15,7	14,9	13,9	18,2	11,3	15,8	16,2

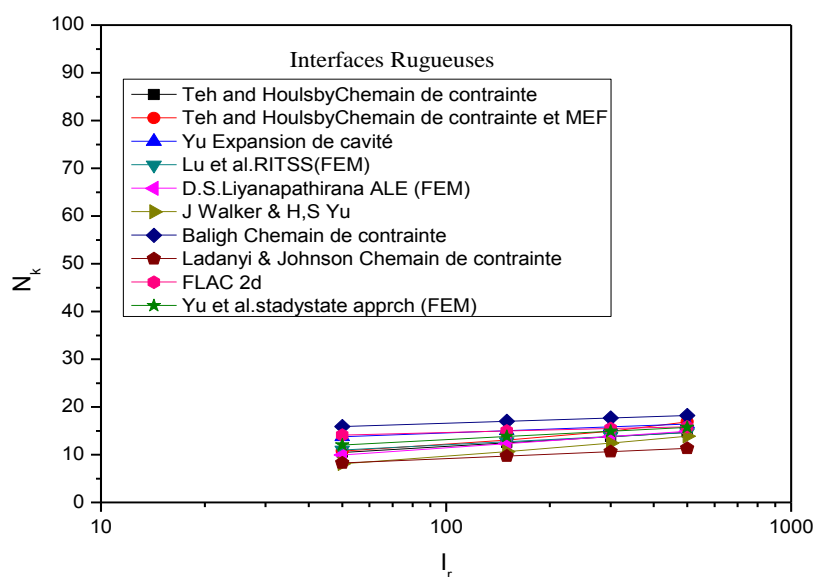


Figure 5.6 : Comparaison du facteur du cône avec d'autres études

Les tableaux 6.3 et 6.4, ainsi que les figures ci-dessus, résument les différents facteurs du cône obtenus par cette étude et d'autres proposées par différents chercheurs.

Les résultats obtenus pour les interfaces lisses et rugueuses dans cette étude sont en bon accord avec ceux trouvés dans la littérature, où on trouve que pour les



interfaces lisses, ce résultat est surtout proche de celui de Lu et al.(2004) avec un écart d'environ 20% pour un  $I_r=50$  et qui diminue jusqu'à atteindre 2% pour  $I_r=500$ . Pour les interfaces rugueuses, les résultats sont aussi en bon accord, surtout avec ceux de Yu (1993). Où la différence ne dépasse pas le 3%. Aussi, les résultats de Yu et al. (2000) sont en bonne accord dans ce cas, avec un écart qui ne dépasse pas les 15%.

Pour l'ensemble des résultats, l'écart diminue avec l'augmentation de l'indice de rigidité de manière très significative. Ces résultats ressemblent à ceux trouvés par Liyanapathirana (2009) et Lu et al. (2004), qui ont utilisé la méthode des éléments finis en incorporant des techniques avancées pour prendre en compte l'aspect des grandes déformations. Leurs résultats sont en bon accord mais uniquement pour les grandes valeurs de l'indice de rigidité.

## 5.2.8. Modélisation du comportement des fondations superficielles

### 5.2.8.1. Analyse dimensionnelle

$$f(q_L, D, B, C_u, \gamma) = 0 \quad (6.15)$$

$q_L$  : capacité portante

$D$  : ancrage de la fondation,

$B$  : largeur de la fondation,

$C_u$ : cohésion non drainée,

$\gamma$ : poids volumique de la fondation

La relation adimensionnelle a la forme suivante :

$$F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (2.16)$$

$n$  : dans notre cas :  $n=5$

$k$  : dans notre cas :  $k=3$  (Masse, longueur and temps)

Donc :  $n-k=5-3=2$  terme en  $\pi$  ( $\pi_1, \pi_2$ ), qui sont comme suit :

$$\pi_1 = \frac{q_L}{C_u} = N_c$$

$$\pi_2 = \frac{D}{B}$$

$N_c$  : est le facteur de portance dû à la cohésion

$D/B$  : élancement de la fondation

Donc :

$$\frac{q_L}{C_u} = N_c \quad (2.17)$$

La capacité portante à partir de l'essai CPT est calculée comme suite :

$$q_L = q_0 + K_c q_c \quad (2.18)$$

D'où :

$$\frac{q_0 + K_c q_c}{C_u} = N_c \quad (2.19)$$

En supposant que :  $q_0 \ll q_L$  et en remplaçant  $C_u$  dans la formule de  $N_k$  en (6.3):

On trouve :

$$\frac{N_c}{N_k} = K_c \quad (2.20)$$

Les courbes étudiées auront la forme :

$$K_c = f\left(\frac{D}{B}\right) \quad (2.21)$$

#### 5.2.8.2. Présentation du modèle

Le modèle est bidimensionnel, et les hypothèses de calcul sont en déformations planes pour une semelle filante et en axissymétrie pour une semelle circulaire.

Le modèle est constitué d'une semelle rigide en béton armé qui repose sur un sol homogène.

Du fait de la symétrie du problème, la moitié du modèle peut être étudiée. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure. Pour les limites latérales le déplacement est bloqué dans la direction  $x$  (Figure 5.7).

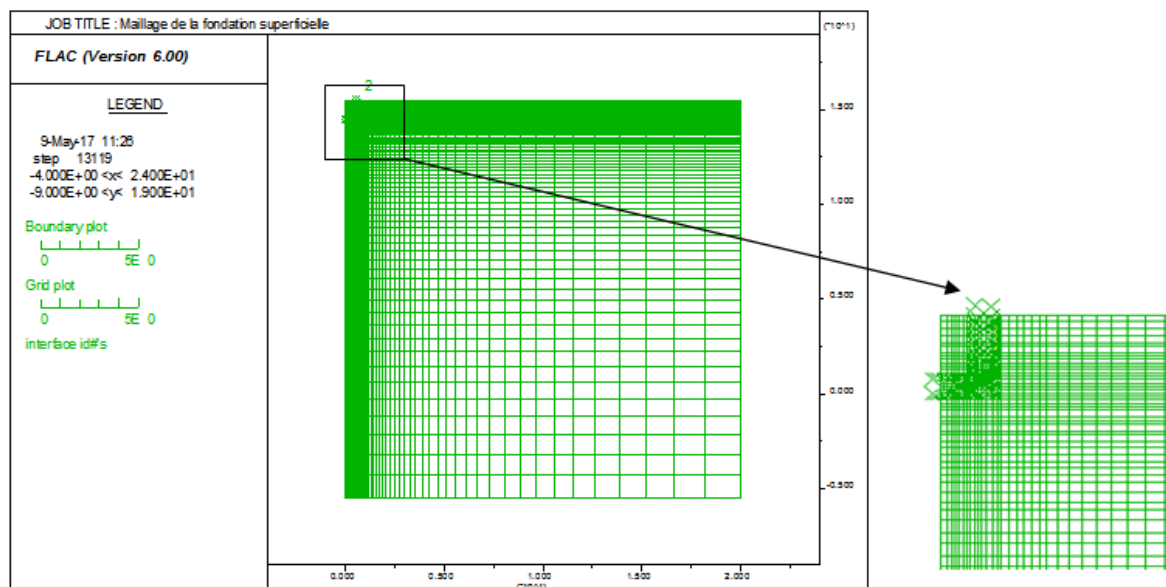


Figure 5.7 : Maillage et condition aux limites pour l'analyse de la semelle

Les dimensions du maillage on était fixé à [178] :

Largeur ou diamètre de la semelle :  $B = 1\text{ m}$

Dimension suivant x :  $20B$

Dimension suivant y :  $20B$

Le maillage compte en moyenne 4000 éléments (zones), 50 dans la direction x dont 10 éléments sous la fondation et 80 dans la direction y.

Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb intégré dans le code FLAC2D est adopté pour l'étude en déformation plane et en axissymétrie.

Le chargement est assimilé à une vitesse qu'on a choisie égale à  $10^{-7}$  m/étape, ce choix a été adopté afin de satisfaire d'un côté la précision et d'un autre, le temps de calcul.

L'introduction des interfaces se fait comme suit [154] :

- Pour des interfaces rugueuses : On bloque les déplacements suivants x dans la direction x et les déplacements y dans la direction y
- Pour des interfaces lisses : On libère les déplacements suivant les deux directions.

### 6.2.8.3. Proposition de la méthode :

Une modélisation numérique des fondations superficielles à été faite l'aide du logiciel FLAC 2D et a permis de déterminer la pression limite  $q_l$  pour de différentes fiches d'ancrages D.

Sachant que la pression à la base de la semelle est calculée comme suite :

#### **Pour une semelle circulaire :**

La résistance pénétrométrique pour un déplacement imposé à la base est la somme des réactions dans les nœuds divisée par la surface du cône :

$$q_m = \frac{Q}{\pi r_0^2} \quad (2.22)$$

Avec :

$q_m$  : la pression verticale moyenne,

$r_0$  : le rayon de la fondation

$Q$  : la force résultante sur le périmètre de la pointe conique.

La force nodale est répartie est la force résultante sur le périmètre et sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$\int_0^B f(r) 2\pi dr \quad (2.23)$$

Avec :

$F(r)$  : les forces nodales donnée par le calcul par différence finis sur un demi-plan sur un périmètre de rayon  $r < r_0$

La force verticale résultante peut être exprimée, par la formule :

$$Q = 2\pi \sum_{i=1}^{i=N} F_i r_i \quad (2.24)$$

Avec :

$N$  est le nombre de nœuds sur le demi-plan de la pointe conique.

#### **Pour une semelle filante :**

Dans ce cas, la pression verticale est la somme des réactions dans les nœuds divisé par la largeur de la semelle, elle est donnée par la relation suivante :

$$P = 2 \sum_{i=1}^n \frac{F_i}{B} \quad (2.25)$$

$P$  : est la pression verticale ;

$B$  : la largeur de la semelle ;

$F_i$  : sont les réactions verticales dans les nœuds.

On pourra ainsi déterminer le facteur de portance pénétrométrique  $K_c$  par une approche numérique tout en exploitant les résultats trouvés ultérieurement relatifs à  $N_k$ .

Le facteur de portance pénétrométrique dans un sol argileux saturé peut être défini en fonction de la capacité portante de la fondation superficielle, de la contrainte verticale initiale  $q_0$ , de la cohésion non drainée et du facteur de cône  $N_k$  :

$$K_c = \frac{q_L - q_0}{C_u} \frac{1}{N_k} \quad (2.26)$$

Avec :

$q_L$  : Pression limite de la fondation superficielle (déterminée par FLAC 2D)

$q_0$  : La contrainte verticale

$N_k$  : Le facteur du cône (déjà calculer)

$C_u$  : La cohésion non drainé

L'expression courante de  $K_c$  pour une fondation rectangulaire peut être estimée suite à une interpolation entre  $K_c^0$  et  $K_c^1$  où :

$K_c^0$  : facteur de portance d'une fondation continue ;

$K_c^1$  : facteur de portance d'une fondation carrée (circulaire).

$$K_c = K_c^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) + K_c^1 \frac{B}{L} \quad (2.27)$$

On rappelle que suite à notre étude, le facteur du cône  $N_k$  est donné par les expressions suivantes :

Pour des interfaces lisses :

$$N_k = 10.73 + 0.466 \ln(I_r) \quad (2.28)$$

Pour des interfaces rugueuses :

$$N_k = 11.59 + 0.683 \ln(I_r) \quad (2.29)$$

$$K_c = \frac{q_L - q_0}{C_u} \frac{1}{N_k} \approx \frac{q_L}{C_u} \frac{1}{N_k} = \frac{N_c}{N_k} \quad (2.30)$$

$$K_c = \frac{q_L - q_0}{C_u} \frac{1}{N_k} \approx \frac{q_L}{C_u} \frac{1}{N_k} = \frac{N_c}{N_k} \quad (2.30)$$

$$K_c = \frac{N_c}{a + b \ln(I_r)} \quad (2.31)$$

Avec :

$$I_r = \frac{G}{C_u} \quad (2.32)$$

a, b : Coefficients intervenant dans l'expression de  $N_k$  en fonction de  $I_r$  :

-Fondation lisse :

$$K_c = \frac{N_c}{10.73 + 0.46 \ln(I_r)} \quad (2.33)$$

-Fondation rugueuse :

$$K_c = \frac{N_c}{11.60 + 0.68 \ln(I_r)} \quad (2.34)$$

Il est important de noter que les résultats de l'étude du facteur  $N_k$ , ont montré qu'il n'est pas affecté par la profondeur.

Le calcul sera fait pour les fiches D suivantes : 0.0, 0.5, 1.0 et 2.0 m et le sol concerné est le même que celui étudié lors de la modélisation de l'essai CPT.

#### 5.2.8.4. Présentation des résultats :

##### 5.2.8.4.1. Semelle filante (L>>B):

Les résultats trouvés sont représentés sous forme de courbes sur les figures ci-dessous :

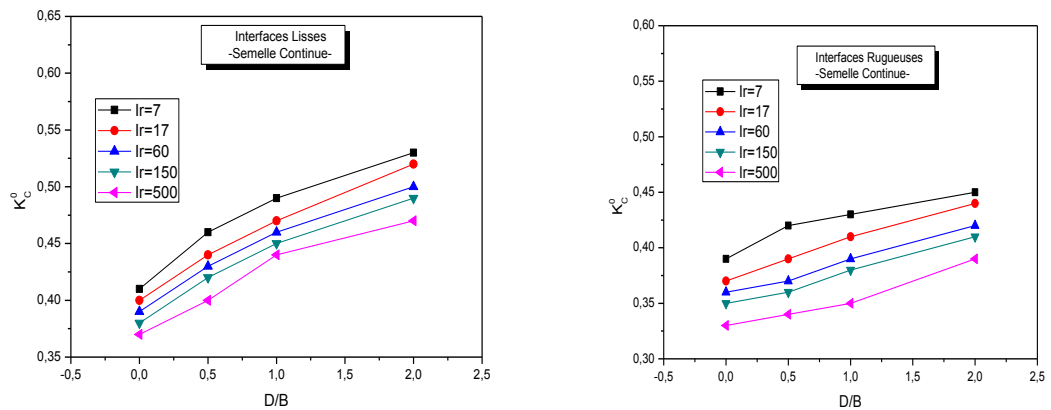


Figure 5.8 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement

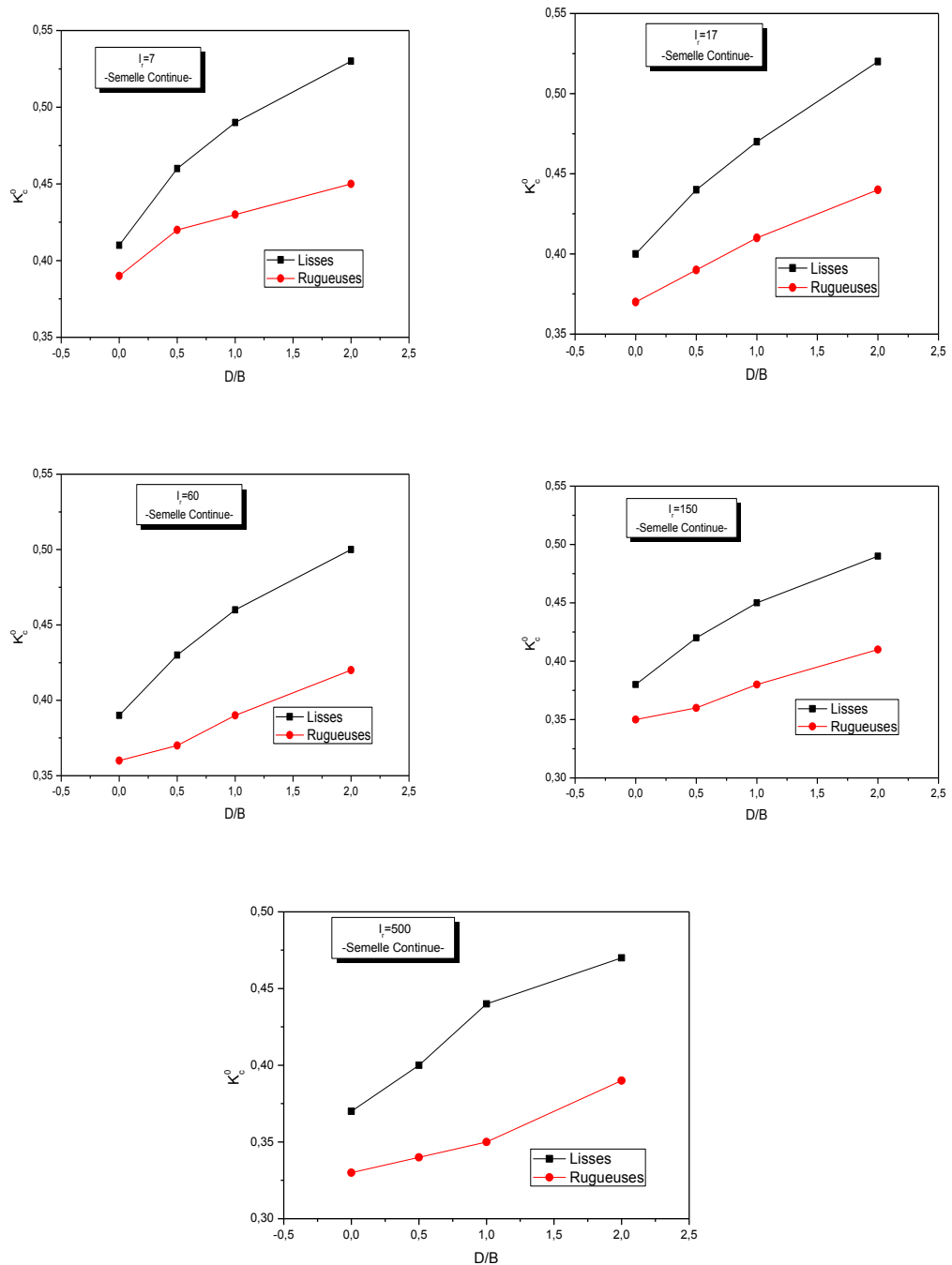


Figure 5.9 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement

D'après la figure 5.8, le facteur de portance  $K_c^0$  diminue en fonction de la rigidité du sol. D'un autre côté, et d'après la figure 5.9, le facteur de portance  $K_c^0$  pour une interface lisse est supérieur de celui calculé pour une interface rugueuse.

#### 5.2.8.4.2. Semelle circulaire ( $L=B$ ) :

Le calcul effectué a permis de tracer les abaques suivants :

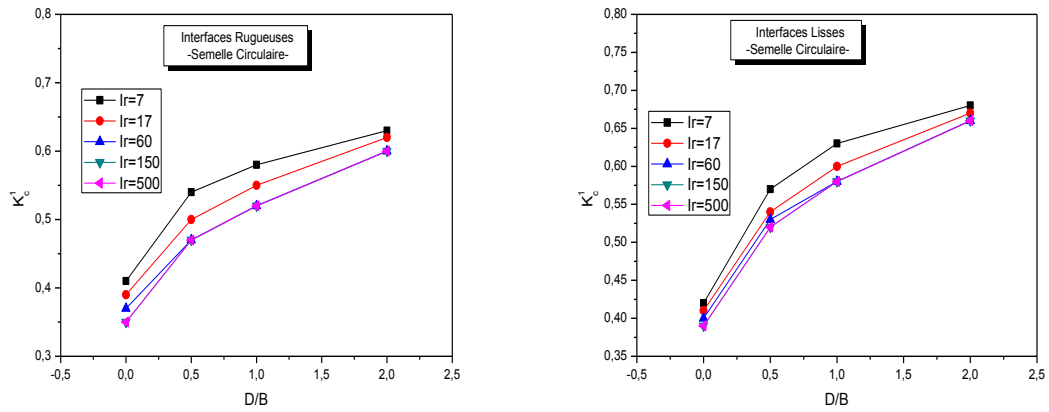
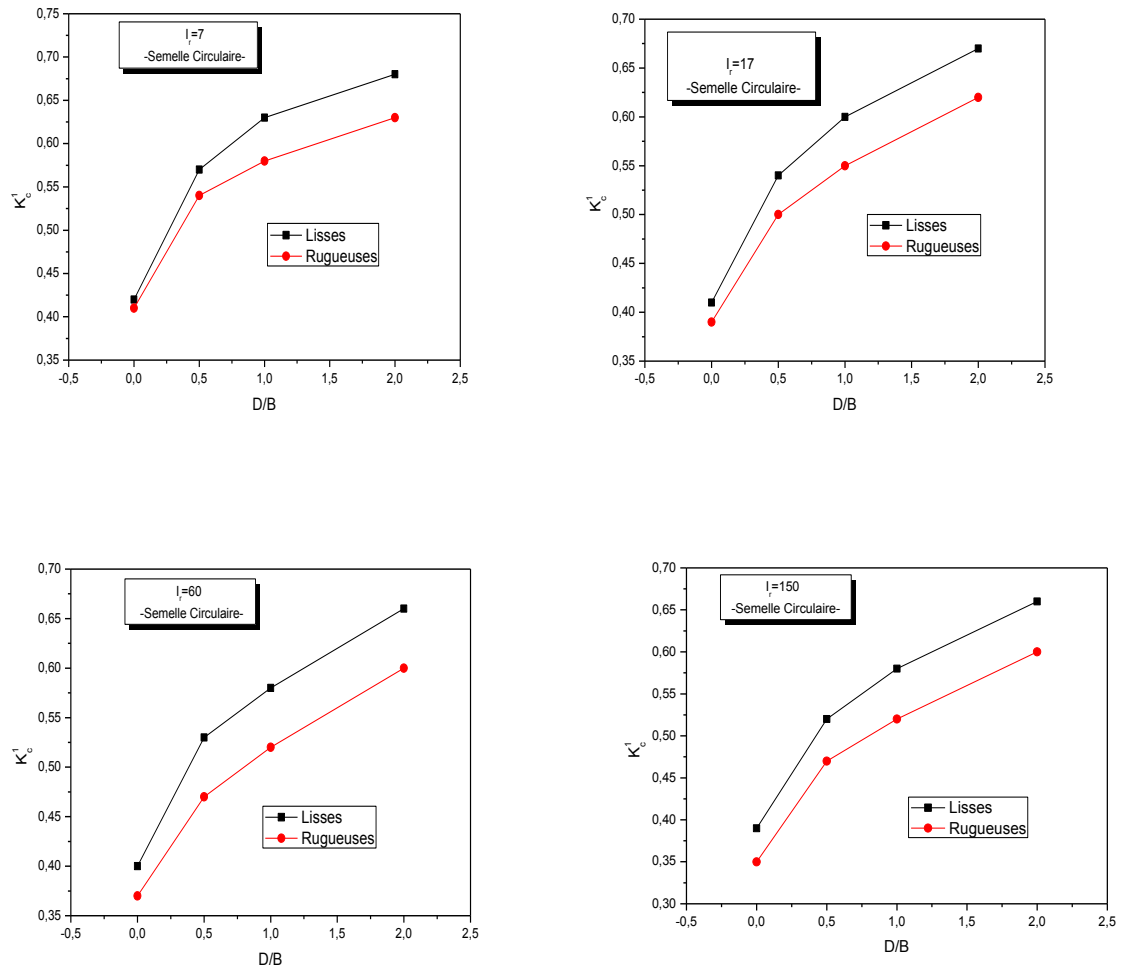


Figure 5.10 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement





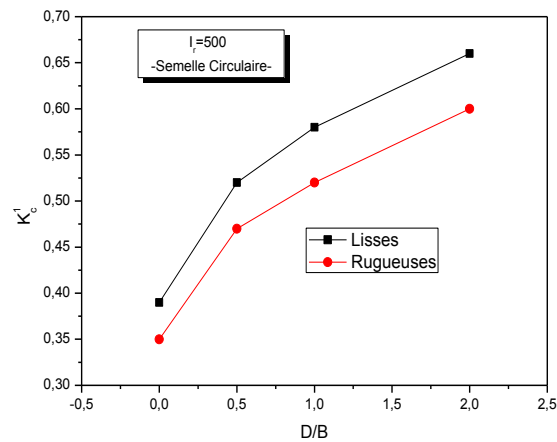


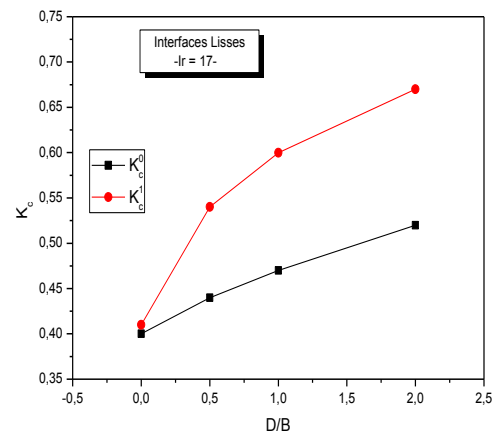
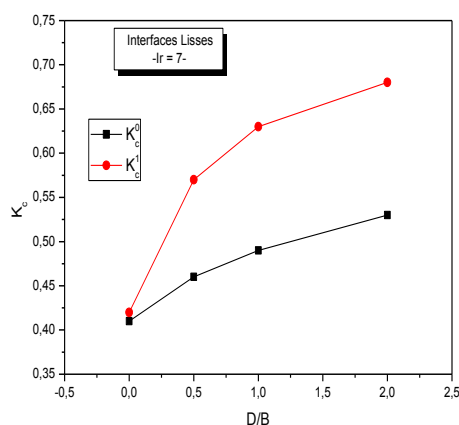
Figure 5.11 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élanement

On remarque que comme pour la semelle circulaire, le facteur de portance pénétrométrique diminue en fonction de l'indice de rigidité du sol, cependant cette diminution disparaît pour une rigidité relative  $I_r > 150$ . Pour ce qui est de l'effet des interfaces, on remarque toujours que  $K_c^1$  pour une interface lisse est supérieur à celui pour une interface rugueuse.

#### 5.2.8.4.3. Effet des interfaces

L'effet de l'interface sur  $K_c^0$  et  $K_c^1$ , pour différentes rigidités du sol, a été étudié et les résultats suivants ont été présentés ci-après :

Pour des Interfaces lisses :



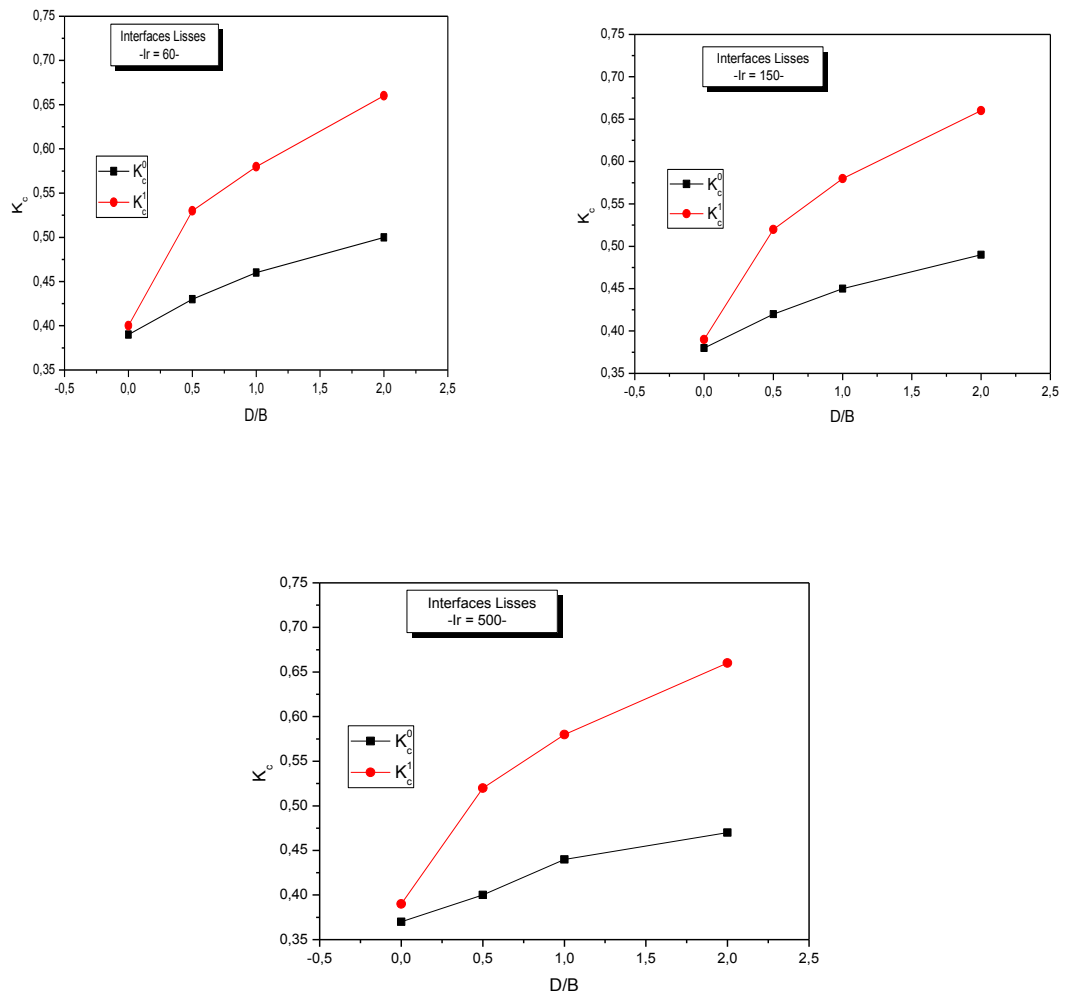
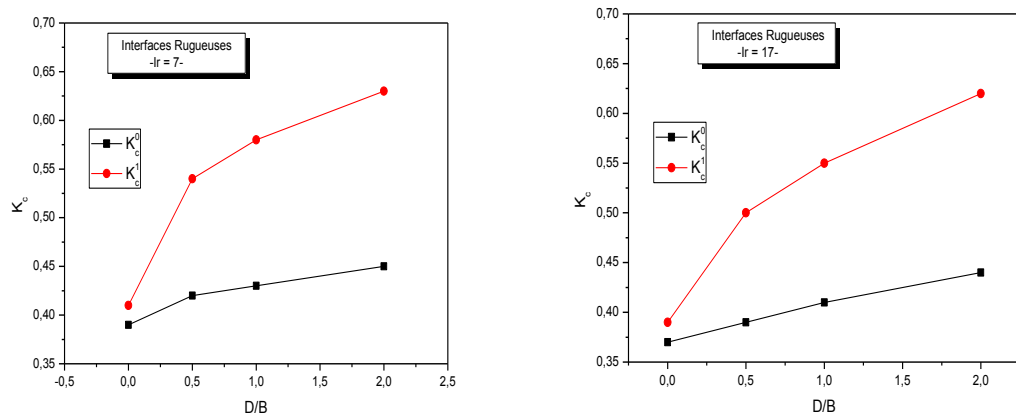


Figure 5.12 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement



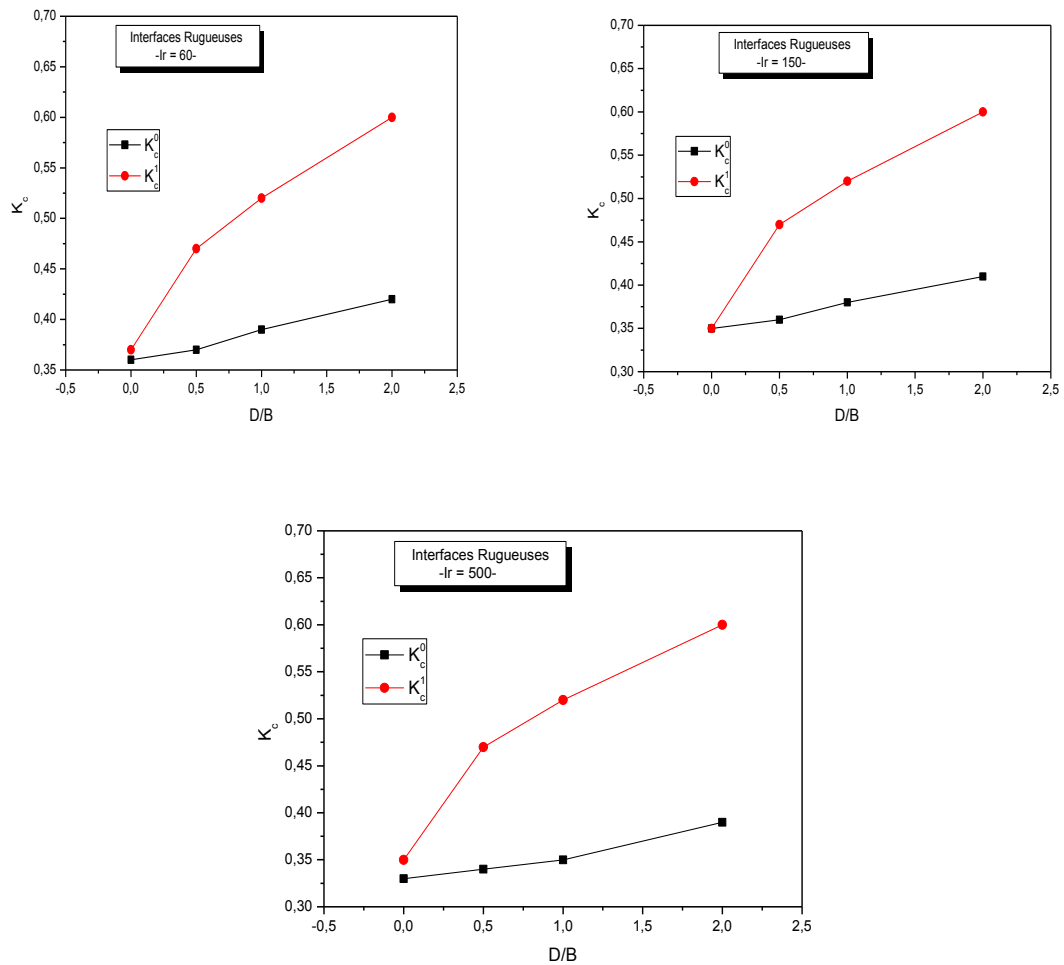


Figure 5.13 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement

Les figures 5.12 et 5.13, montrent que quelle que soit la rigidité du sol et l'élancement de la fondation le coefficient de portance pénétrométrique d'une semelle filante est inférieur à celui d'une semelle circulaire. Cet écart est négligeable pour un élancement  $D/B=0$ , et il augmente de manière significative avec ce dernier.

Aussi, de manière générale, ce coefficient qu'il soit pour une semelle filante ou circulaire, augmente avec l'élancement.

#### 5.2.8.5. Comparaison des résultats :

Une étude comparative a été menée en comparant les valeurs du facteur de portance trouvées dans ce travail et celles issues du règlement français Fascicule – 62 ainsi à celles issue de l'Eurocode 7 (Normes françaises P94-261) :

5.2.8.5.1. Interfaces rugueuses :

Tableau 5.5 : Comparaison du facteur  $K_c$  avec celui trouvée par FLAC 2D pour des interfaces rugueuses

D/B	Semelle continue (B/L =0)							Semelle circulaire (B/L =1)						
	Fascicule 62	NF P94-261	Méthode proposée					Fascicule 62	NF P94-261	Cette étude				
	$K_c^0$		$K_c^0$					$K_c^1$		$K_c^1$				
			$I_r=7$	$I_r=17$	$I_r=60$	$I_r=150$	$I_r=500$			$I_r=7$	$I_r=17$	$I_r=60$	$I_r=150$	$I_r=500$
0.0	0.32	0,27	0.39	0.37	0.36	0.35	0.33	0.32	0,27	0.41	0.39	0.37	0.35	0.35
0.5	0.35	0,31	0.42	0.39	0.37	0.36	0.34	0.38	0,33	0.54	0.50	0.47	0.47	0.47
1.0	0.39	0,33	0.43	0.41	0.39	0.38	0.35	0.43	0,35	0.59	0.55	0.52	0.52	0.52
2.0	0.45	0,35	0.45	0.44	0.42	0.41	0.39	0.54	0,36	0.64	0.62	0.60	0.60	0.60

Dans les graphes ci-dessous nous avons pris les valeurs moyennes de  $K_c$  de la méthode proposée, car l'effet de la rigidité  $I_r$  est négligeable du fait que le coefficient de variation varie de 6% à 19%.

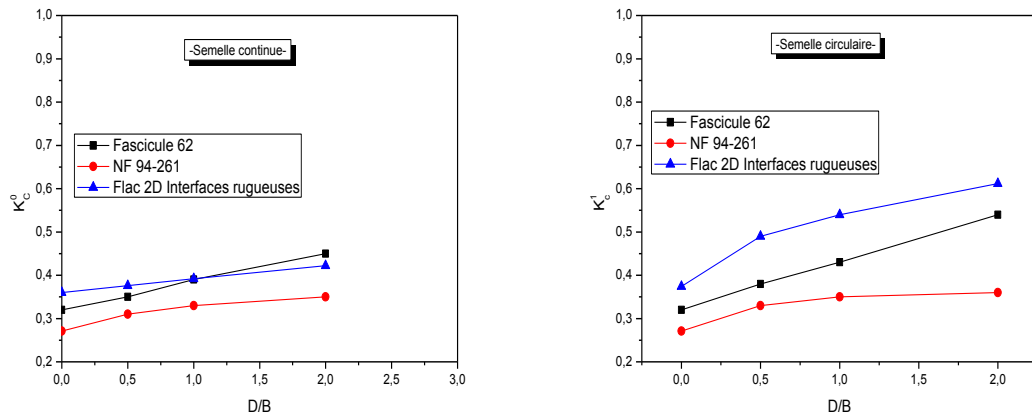


Figure 5.14 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (interfaces rugueuses)

6.2.8.5.2. Interfaces lisses :

Tableau 5.6 : Comparaison du facteur  $K_c$  avec celui trouvée par FLAC 2D pour des interfaces lisses

D/B	Semelle continue (B/L =0)							Semelle circulaire (B/L =1)						
	Fascicule 62	NF 94-261	Cette étude					Fascicule 62	NF 94-261	Cette étude				
	$K_c^0$		$K_c^0$					$K_c^1$		$K_c^1$				
			$I_r=7$	$I_r=17$	$I_r=60$	$I_r=150$	$I_r=500$			$I_r=7$	$I_r=17$	$I_r=60$	$I_r=150$	$I_r=500$
0.0	0.23	0,27	0.41	0.40	0.39	0.38	0.37	0.23	0,27	0.43	0.41	0.40	0.39	0.39
0.5	0.31	0,31	0.48	0.44	0.43	0.42	0.41	0.38	0,33	0.60	0.54	0.53	0.52	0.53
1.0	0.34	0,33	0.50	0.47	0.46	0.45	0.45	0.44	0,35	0.66	0.60	0.58	0.58	0.59
2.0	0.34	0,35	0.55	0.52	0.50	0.49	0.48	0.45	0,36	0,70	0,69	0,65	0,67	0,67

Dans les graphes ci-dessous nous avons pris les valeurs moyennes de  $K_c$  de la méthode proposée, car l'effet de la rigidité  $I_r$  est négligeable du fait que le coefficient de variation varie de 4% à 13%.

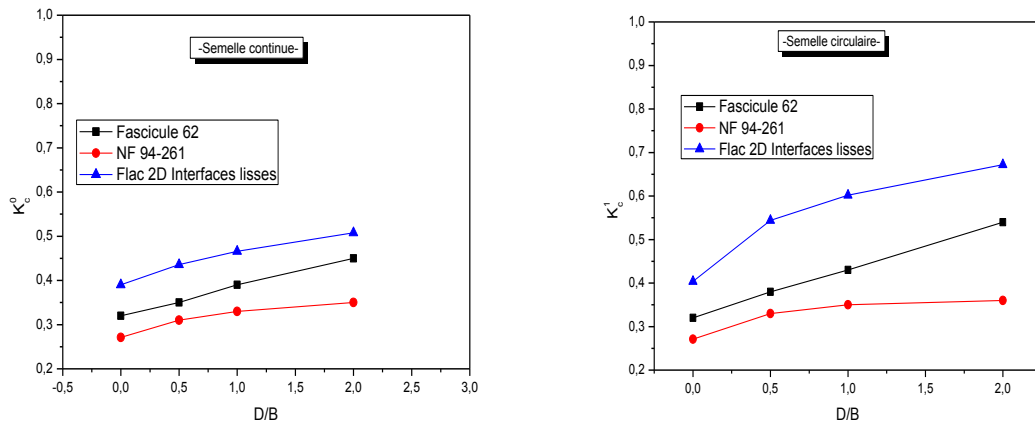


Figure 5.15 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (interfaces lisses)

D'après cette comparaison on trouve le même ordre de grandeur que les valeurs réglementaires, mais les valeurs de la méthode proposée sont légèrement plus grandes que celles des deux règlements français.

En considérant une semelle rugueuse et en utilisant la valeur moyenne de  $N_k$  en fonction de  $I_r$ , on procède à la comparaison suivante :

Tableau 5.7 : Comparaison du facteur  $K_c$  trouvé par FLAC 2D avec celui trouvé par la corrélation  $K_c=K_p/3,62$  pour une semelle rugueuse :

	Semelle continue (B/L =0)		Semelle circulaire (B/L =1)	
	Corrélation	FLAC	Corrélation	FLAC
D/B	$K_c^0$		$K_c^1$	
0	0,23	0,36	0,23	0,37
0,5	0,26	0,38	0,28	0,49
1	0,28	0,39	0,30	0,54
2	0,29	0,42	0,31	0,61

En utilisant la corrélation  $K_c=K_p/3,62$  la valeur de  $K_c$  trouvée est inférieure à celle trouvée par FLAC 2D cette différence est due au caractère statistique de la corrélation  $K_c=K_p/3,62$ .

#### 5.2.9. Conclusion :

La première partie de ce chapitre consiste en la modélisation de l'essai de pénétration statique effectué avec le logiciel FLAC 2D, qui utilisait la méthode des différences finies, dans le but de simuler la pénétration du cône dans une argile saturée en comportement non drainé, en considérant une loi élastoplastique de Mohr-Coulomb pour le sol.

Une étude paramétrique a été menée pour étudier l'effet de plusieurs variables sur le facteur du cône  $N_k$ , notamment : l'effet de l'indice de rigidité  $I_r$ , de la profondeur et celui des interfaces.

Il a été trouvé que :

- Le facteur du cône varie de manière linéaire avec le logarithme de l'indice de rigidité du sol, ce qui correspond aux résultats trouvés par d'autres chercheurs.
- La profondeur n'a pas d'effet sur le facteur du cône  $N_k$ .
- Le type d'interfaces (lisses ou rugueuses) a une influence non négligeable sur ce facteur.

La comparaison des résultats trouvés montre qu'ils sont en bonne concordance avec ceux de la littérature, où on remarque une divergence

acceptable des résultats pour les interfaces lisses. Pour les interfaces rigides, les résultats trouvés se situent dans l'intervalle trouvé dans la littérature.

Enfin, il faut noter que l'écart entre le résultat trouvé dans cette étude et les autres résultats diminue de manière très considérable avec l'augmentation de l'indice de rigidité de sol, et plus précisément, au-delà de  $I_r > 150$  où il devient inférieur à 10% surtout pour les résultats trouvés par les chercheurs : Teh and Houlsby, Lu et al., Yu, Yu et al., D.S.Liyana-pathirana, ce qui confirme la fiabilité de la méthode utilisée.

La deuxième partie de ce travail est une contribution au calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de l'essai CPT. Elle consiste en l'exploitation du facteur du cône  $N_k$ , calculé à partir de la modélisation de l'essai CPT par différences finies, en l'introduisant dans la formule de calcul de la capacité portante en vue de définir le facteur de portance  $K_c$ .

Les conclusions suivantes ont pu être tirées :

- Une nouvelle expression de  $K_c$  en fonction de  $N_k$ , qui tien compte de la rigidité du sol et du type d'interfaces, a été trouvé, dont la forme est la suivante :

$$K_c = \frac{N_c}{N_k}$$

Pour des interfaces lisses:

$$N_k = 10.73 + 0.466 \ln(I_r)$$

Pour des interfaces rugueuses:

$$N_k = 11.59 + 0.683 \ln(I_r)$$

- L'écart maximum entre la valeur moyenne de  $K_c$  trouvé par ces expressions ne dépasse pas les 20% ce qui est très encourageant. Sachant qu'il est de 6 à 19 % pour une semelle rugueuse, 4 à 13 % pour des semelles lisse,
- Les valeurs de  $K_c^0$  sont toujours inférieures à ceux de  $K_c^1$ , quel que soit le type d'interfaces choisies et la forme de la semelle.
- Quel que soient le type d'interfaces et la forme de la semelle, le facteur de portance  $K_c$  diminue lorsque la rigidité relative du sol augmente.
- Quel que soient le type d'interfaces et la forme de la semelle, le facteur  $K_c$  est proportionnel à l'élanement  $D/B$ .

## CONCLUSION

Les essais de pénétration statique et dynamique, bien que ne permettant que la mesure qu'un paramètre de rupture qui est la résistance de pointe, ont des intérêts multiples, tels que l'estimation de la résistance des terrains traversés ainsi que la caractéristique de portance.

Les travaux présentés dans ce mémoire constituent une contribution au développement des approches pour l'estimation du tassement et de la capacité portante des fondations superficielles à la base des essais in situ (CPT et DPT).

L'objectif est la recherche des corrélations à partir des données obtenues suite au traitement de différents rapports géotechniques réalisés dans la région du nord de L'Algérie. Ces corrélations sont établies entre les paramètres d'essais pénétrométrique statique (CPT) et dynamique (DPT), et les caractéristiques des essais œdométrique (pour le calcul du tassement) et préssiométrique (pour le calcul de la capacité portante), dans le but de trouver des relations entre les différents paramètres de sol fin saturé intervenant dans le calcul du tassement et de la capacité portante.

Par ailleurs, une modélisation par différences finies par le biais du logiciel FLAC 2D a été effectuée en deux phases : la première est relative à la modélisation de l'essai CPT dans le but d'analyser le problème de pénétration du cône, ce qui nous permettra de mieux comprendre le fonctionnement des fondations superficielles qui seront modélisées en deuxième phase.

L'étude bibliographique a mis en évidence l'importance de prendre en compte les différentes méthodes permettant la détermination du module de déformation de sol au cours de son histoire, en expliquant la procédure de fonctionnement et l'intérêt de chaque essai de laboratoire ou in-situ, pour évaluer le tassement et la capacité portante des fondations superficielles.



L'étude des corrélations entre les propriétés mesurées à partir des essais de pénétration statique et dynamique, les caractéristiques de consolidation du sol déterminées par l'essai œdométrique et la pression limite de l'essai préssiométrique, nous a permis d'obtenir des résultats avec un bon coefficient de corrélation et un coefficient de variation acceptable. Les corrélations obtenues nous ont permis de proposer une approche de calcul du tassement des fondations superficielles à partir des essais de pénétration statique et dynamique ainsi que des nouvelles formules pour le calcul de la capacité portante.

Trois approches ont été proposées pour chaque essai pour le calcul du tassement en utilisant le module de déformation et les corrélations obtenues :

- L'approche bilinéaire empirique
- L'approche hyperbolique empirique
- L'approche bilinéaire analytique

L'approche bilinéaire empirique s'est avérée la plus adéquate du fait des résultats obtenus, très acceptables suite à la comparaison entre le tassement œdométrique et le tassement calculé par ces deux essais.

Le calcul de la capacité portante à partir des essais CPT et DPT, en utilisant les paramètres obtenus en corrélation avec l'essai préssiométrique a permis d'établir deux nouveaux facteurs de portance, l'un à partir de l'essai DPT ( $K_d$ ) et l'autre à partir de l'essai CPT ( $K_c$ ). L'utilisation de ces facteurs de portance propre aux sols Algériens à montrer des résultats satisfaisant comparativement avec les méthodes répertoriées dans les règlements en vigueur.

L'étude numérique de l'essai de pénétration statique par la méthode des différences finies a été menée en vue de l'analyse du comportement des fondations superficielles continues ou circulaires, afin de déterminer le facteur du cône  $N_k$  et d'en déduire par la suite le facteur de portance  $K_c$ , utile pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles à partir de la résistance en pointe. Cette approche numérique, effectuée au chapitre 5, a donné des courbes qui viennent en appui avec les résultats trouvés suite à une étude comparative. Ces résultats sont en bon accord avec ceux du règlement en vigueur.

Enfin, dans le but d'enrichir le travail ci-présent, on propose quelques recommandations :

- Appliquer les formules des chapitres 2 et 3 sur des rapports contenant des données plus étalés et plus riches, afin de les évalués et les corrigées éventuellement.
- Les sols concernés dans les chapitres 2 et 3 sont des sols dont l'OCR > 1. On recommande donc de voir les autres états de consolidation.
- Une étude paramétrique dans le chapitre 5, sera intéressante dans la mesure où elle tiendra compte des paramètres suivants :
  - 1- Utiliser d'autres lois de comportement que celle de Mohr-Coulomb, comme celle de Cam-Clay et/ou autres.
  - 2- Voir d'autre type de sol (sol stratifier ou multicouche).
  - 3- Voir l'effet de  $\sigma_h$  (lorsque  $K_0 > 1$ )

## REFERENCES

1. Lunne.T, Robertson.P.K, and Powell.J.J.M, « Cone Penetration Testing in geotechnical practice », First edition 1997.
2. Frank.R, « Calcul des fondations superficielles et profondes », Aux éditions Technique de l'ingénieur, Presse ENPC.
3. Norme Internationale ISO 22476-2, « Reconnaissance et essais géotechnique – Essais en place – Partie 2 : Essai de pénétration dynamique », ISO 2005.
4. AMD 8264, « Amendment N°1, Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 9. In-situ tests », published and effective from 15 January 1995.
5. L.Parez et R.Fauriel (1988), « Le piézocône : améliorations apportées à la reconnaissance des sols », Revue Française de géotechnique N° 44, pp13-27
6. LCPC-SETRA (1972), « Recommandations Fond-72 », Chapitre 3.5 : Réalisation des essais en place, Co-édition LCPC-SETRA, Paris
7. S.Amar, J-P Bru, F.Baguélin, J.F.Jézéquel (1977), « Prédiction de tassement et constatations », Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, pp 210-216
8. Briaud J.-L., 2001, « Introduction to Soil Moduli », Geotechnical News, June 2001, BiTech Publishers Ltd, Richmond, B.C., Canada
9. Jovan Br.Papic (2009), « Appendix to corrélation between E<sub>oed</sub> et q<sub>c</sub> for silts », Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M.Hamza et al. (Eds), IOS Press, doi: 10.3233/978-1-60750-031-5-1001
10. Rito.F, Sugawara.N, « Development and field application of static cone penetrometer combined with dynamic penetration », Proceedings of the 17th International Conference on soil Mechanics and Geotechnical Engineering », M.Hamza et al.(Eds), 2009 IOS Press.
11. F.Baguélin, L.Lay, S Y Ung, J.P Sanfratello (2009), « Pressiomètre, surconsolidation et tassement dans les sols fins », Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M.Hamza et al.(Eds.), doi: 10.3233/978-1-60750-031-5-961, pp 961-964
12. Ampadus.S.I.K, Dzitse-Awuku.D, « Model tests for Bearing capacity in lateritic soil and implications for the use of the dynamic cone penetrometer »,

Proceedings of the 17 International Conference on soil Mechanics and Geotechnical Engineering», M.Hamza et al.(Eds), 2009 IOS Press.

13. Cordary.D, Giroud.J-P, « Extraits de mécanique des sols appliqués aux fondations », E.N.T.P.E, France.
14. DTU n° 13.12, « Règles pour le calcul des fondations superficielles », Référence AFNOR DTU P11-711, Mars 1988.
15. G.Sanglerat (1965), «Le pénétromètre dynamique et la reconnaissance des sol», Edition Dunod, Paris
16. S.Amar et al. (1983), « Le pénétromètre dynamique LPC aux normes européennes », Comptes rendus du Symposium International de Reconnaissance des sols et des roches par essais en place, Paris, 18-20 Mai 1983, Volume II, pp 171-176
17. Van Vambeke A, D’Hemricourt J. (1982), « Correlation between the results of static or dynamic probings and pressumeter tests», ESOPT II, Amsterdam, Volume 2.
18. Amar.S, Nazaret J-P., Waschkowski E. (1983), « La reconnaissance des sol et les essai de pénétrations, «Symposium int., Essais en place, Paris, Vol 2, pp 177-185
19. M.Mouroux, « Settelment studies based on in situ tests », foundation engineering, Edited by Georges Pilot, Presse de l’école nationale des ponts et chaussées, pp 213-224
20. Van Wambeke.A, « L’estimtion des tassements : Bases théoriques et méthodes pratiques », Ecole royale militaire, Communication présentée à l’A.B.E.M le 20 Mai 1964.
21. Van Wambeke.A, D’hemricourt.J, « Cerrelation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests », Proceeding of the Second European Symposium on penetration Testing, Amesterdam, 24-27 May 1982.
22. Van Wambeke.A, « Complementarité des essais en places. Correlations », SYMPOSIUM INTERNATIONAL, Essais in situ, Volume 2, Paris, 1983.
23. Van Wambeke.A, « L’essai de pénétration dynamique », Amici et Alumni. Em. Prof. Dr ir E. E. De Beer, P 281-286, 1982
24. R.Frank (1991), « Quelques développements récents sur le comportement des fondations superficielles », X CEMSTF, Déformation du sol et déplacements des structures, Volume 1, Firenze, Edited by Associazione Geotechnica Italiana

25. Jean-Louis Briaud, M.ASCE (1986), « Pressumeter and foundation design », USE OF IN SITU TESTES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, Edited by Samuel P.Clemence, Geotechnical Speciel Publication N°.6, pp 74-115
26. ESOPT II (1982), Penetration testing.Proc. 2nd Eur. Symp. Penetration Testing, Amesterdam, 2 vol, A.Verruijt, F.L. Beringen & E.H de Leeuw (eds), Balkema, Rotterdam.
27. Vaillant.J et al. , « Etude de corrélations entre les résultats d'essais préssiometrique et de pénétration statique », JNGG, Grenoble, 7-9 Juillet 2010
28. H.G Poulos, J.P Carter, J.C Small (2001), « Foundations and retaining structures », XVth ICSMGE, Istanbul, Volume 4, pp 2727-2600
29. ISOPT-I (1988), Penetration testing.Proc. 1st Int. Symp. Penetration Testing, Orlando, Vol.2, J. De Ruiter (ed.), Balkema, Rotterdam
30. The American Society of Civil Engineers (ASCE) (1994), EM 1110-2-1904, « Settlnent Analysis », US Army Corps of Engineerd, N°. 9
31. De Ruiter J., « The static cone penetration test », State of the art report, ESOPT II, Amsterdam, 1982, Vol.2
32. Cassan.M, « Les essais in situ en mécanique des sols », Tome I : Réalisation et interprétation, Edition Eyrolles, France, 1978.
33. G.Sanglerat (1972), «The Penetrometer and soil exploration», Second enlarged edition (1979), Elsevier Scientific Publishing Company
34. Bouafia.A, « Les essais in situ dans les projets de fondations », 3éme édition, OPU, Alger, 2006.
35. Bouafia.A, « Conception et calcul des ouvrages géotechniques », 2éme édition, Les Pages Bleues internationales, Alger, 2011.
36. Bouafia.A, « Calcul pratique des fondations et des soutènements », 2éme édition, OPU, Alger, 2009.
37. Paunescu M., Agnet Gruia, « Some aspects conerning the study of foundation soils using cone penetration test », ESOPT II, Amsterdam, 1982, Vol.2
38. Cordary.D, Gambin.M.P, Van Wamberk.A, « Prévision des tassements à l'aide du préssiomètre, VIIIe ICSMGE, Moscou, 1973.
39. Recueil des normes Française
40. Géotechnique « Propriétés mécaniques des sols déterminées en place », Technique de l'ingénieur, C220, 1984.

41. Langton.D.D, « The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction», Ground Engineering, September 1999.
42. Bouafia.A, « Mécanique des sols appliquée : Problème résolu », 2ème édition, OPU, Algérie, 2009.
43. Shahrour I. et al. (2005), « Corrélation et reconnaissance des terrains in-situ », ISBN 2-7462-1135-A
44. Bahar R., Kaoua F., Aissaoui T. (1999), « Quelques corrélations entre essais in-situ et essais de laboratoire pour certaines argiles Algériennes », in Geotechnics for developing Africa, édité par Wardle G.R, Blight G.E, Fourie A.B, Balkema, Rotterdam, ISBN 90-5809-082-5, pp 255-262
45. Géotechnique « Fondations superficielles», Technique de l'ingénieur, C246, 1984.
46. Géotechnique « Eurocode 7 : calcul géotechnique», Technique de l'ingénieur, C240, 1984.
47. Braja M. Das (1999), « SHALLOW FOUNDATIONS - Bearing Capacity and Settlement», CRC Press -Boca Raton London New York Washington, D.C.
48. Abolfazl Eslami (2006), « Bearing capacity of shallow and deep foundations from cone point resistance-A scale effect approach», Copyright ASCE
49. Menard L. and Rousseau J. (1962), « L'évaluation des tassements - tendances nouvelles », Sols-Soils, Vol.1, N° 1
50. Jezequel J, Lemasson H et Touze J, « Le pressiomètre Louis Ménard », Bull. liaison Labo P. et Ch., N°32, 1968, pp 97-120
51. Amar S., Jézéquel J.F (1972), «Essai en place et en laboratoire sur sols cohérents. Comparaison des résultats», Bull. liaison Labo P. et Ch., N°58, 1986, pp 97-108
52. Samuel Amar, Alain Morbois (1986), « Contribution au dimensionnement des fondations superficielles à l'aide de l'essai au pénétromètre statique », Bull. liaison Labo P. et Ch., N°141, 1986, Réf. 3046, pp 63-69
53. Magnan J.P, Soyez B (1988), « Compressibilité, Consolidation et Tassement », C214, Traité construction, Volume C 21
54. Skempton A.W, Bjerrum L (1957), « A contribution to the settlement analysis of foundations on clay », Geotechnique 7, pp 168-178
55. Burland J.B, Broms BB, De Mello V.F.B (1977), « Behaviour of foundations and structures », Proc. Conf. Soil Mechs & Fdn Engng, Tokyo 2, pp 495-546, Japanese Soil Mechs & Fdn Engng

56. Padfield C.J, Sharrock (1983), « Settlement of structures on clay soils », 132 Pages, Construction Industry Research and information Center, (CIRIA)
57. Baker, W. H., and Kondner, R. L., (1966), « Pullout load capacity of a circular earth anchor buried in sand», Highway Res. Rec.108, National Research Council, Washington, DC, 1
58. Sutherland, H. B., (1965), « Model studies for shaft raising through cohesionless soils», in Proc., VI Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal Canada, 2, 410
59. Esquivel-Diaz, R. F., (1967), « Pullout Resistance of Deeply Buried Anchors in Sand», M.S. Thesis, Duke University, Durham, NC, USA
60. Kulhawy, F. H., Trautman, C. H., and Nicolaidis, C. N. (1987), «Spread foundations in uplift: experimental study», Found. for Transmission Towers, Geotech. Spec. Pub. 8, ASCE, 110
61. Kulhawy,P.H & Mayne,P.W (1990), « Manuel on estimating soil properties for foundation design», Electric power research institute, 308 pages
62. Sunitsakul, I. Sawatparnich,A. & Apimeteetamrong,S. (2010), « Basic soil properties from CPT in Bangkok clay for highway design», 2nd International Symposium on cone penetration testing, Huntington Beach, CA, USA, May 2010, 8 pages
63. Robertson, P.K & Cabal (Robertson), K.L (2010), « Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering», Gregg Drilling & Testing, Inc, 4ème edition, 138 pages
64. Robertson,P.K (2009), « Interpretation of cone penetration test – a unified approach», Can- Geotech-J.vol 46: 1337-1335(2009), published by NRC Research press, 19 pages
65. Ayers, M.E (1990), « Rapid shear strength evaluation of in-situ granular materials utilising the dynamic cone penetrometer», Ph.D thesis, university of Illinois at urbana-champaign, 216 pages
66. Gonin,H. (1999), « La formule des Hollandais ou le conformisme dans l'enseignement», Revue Française de géotechnique, n°27, 2ème trimestre 1999, 8 pages
67. Dysli, M. & Steiner, W. (2011), « Corrélation en mécanique des sols», presses polytechniques et universitaires romandes, ISBN 978-2-88074-885-2
68. Nguyen Pham, P.T (2008), « Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels », Thèse de Doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 226 pages

69. Bartelett, S.F & Alcorn, P. (2004), « Estimating of preconsolidation stress and compression ratio from field and laboratory measurements from the I-15 reconstruction project, Salt, Lake city, UTAH», Utah department of transportation- research division, Raport n° UT-03.20, 90 pages
70. Robert, D.Holtz (1991), « Stress distribution settlement of shallow foundation», edition H.Y-Fang, foundation engineering handbook, Van Nostrand Reinhold, 166 pages
71. Woodward-Clyde (1997). «Pre-Bid Analyses I-15 Improvements», W-C Project 96U115, Project Report, April 1997
72. Mayne, P.W., and Chen, B.S., (1994). «Profiling the Overconsolidation Ratio of Clays by Piezocone Tests», Georgia Tech Research Corporation Project No. E20- 648/X51, Atlanta, Georgia, Aug. 1994.
73. Casagrande, A. (1936). « The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance», Discussion D-34, Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Vol. III, pp.60– 64.
74. Terzaghi, K., and Ralph B. Peck (1948), «Soil Mechanics in Engineering Practice», John Wiley and Sons, New York.
75. Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1967), «Soil Mechanics in Engineering Practice», 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York.
76. Meyerhof, G.G. (1956), «Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 82(1): 1-19.
77. Meyerhof, G.G. (1965), «Shallow foundations», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 91(2): 21-31
78. Eun Chul Shin & Braja M. Das (2010), «Developments in Elastic Settlement Estimation Procedures for Shallow Foundations on Granular Soil», Geotechnical Engineering, KSCE Journal of Civil Engineering (2011) 15(1):77-89, DOI 10.1007/s12205-011-1028-9
79. Peck, R. B., and Bazaraa, A. S. (1969), «Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 95, No. SM3, pp 905-909.
80. Schmertmann, J.H. (1970), «Static Cone to Compute Static Settlement over Sand», Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, pp.1011-1043.
81. Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. (1996), «Soil Mechanics in Engineering Practice», 3rd Edition, John Wiley and Sons, New York.



82. Das, Braja M. and Sivakugan N. (2007), «Settlements of Shallow Foundations on Granular Soil — an Overview», International Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 19-30.
83. Burland, J. B. and Burbridge, M. C. (1985), «Settlements of Foundations on Sand and Gravel», Proc. Inst. of Civil. Engineers, (Part 1), pp. 1325-1381
84. Cassan, M. (2000), «Utilisation de la statistique descriptive en géotechnique», Revue française de géotechnique ISSN 0181-0529, 2000, no93, pp. 21-34 (18 ref.)
85. Poulos H.G et Davis E.H (1973) « Elastic solution for Soil and Rock Mechanics, Series in Soil Engineering », John Wileys & Sons editors,405 pages.
86. Schmertmann, J.H., (1986), «Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering», Proceedings of In Situ '86, a specialty conference sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, Samuel P. Clemence, editor, 1986, ASCE, New York, New York
87. ESCOBAR.E et al.(2014), « Reconnaissance dynamique des sites ferroviaires à l'aide du pénétromètre PANDA», Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014 – Beauvais 8-10 juillet 2014
88. ELSayed, A.L, (2008), «A new approche for non-linear load-settlement assessment of shallow foundation», M.Sc.These, Université de Nevada, Reno
89. Craig, R.F. (1997), «Soil mechanics and FNSpon », London, UK, Sixth edition
90. [90] Vivek, B. (2006), «Application of FLAC in bearing capacity analysis of layred clays», M.Sc thesis, university of Manitoba, Canada, 738 pages.
91. Terzaghi, K. (1943), «Theoretical soil mechanics», John Willey and sons, inc, New York.
92. Vimalaray, P. (2006), «A simple equation for bearing capacity», M.Sc.These, Université de Nevada, Reno
93. Elfass, S., Norris.G, and Vimalaray. P, (2007), «A simple bearing capacity equation», ASCE Library, Advances in shallow foundation: PP 1-10, 10 page
94. Norris, G.M. (1986), «Theorecally based BEF laterally pile analyses», Proceedings of third international conference on numerical method in offshore piling, Nante, page 361-386.
95. Elfass, S., Norris.G (2004), «on aspects of bearing capacity», Proceedings 39th engineering geology and geotechnical Engineering Symposium, Montana, Page 25-36.

96. Elhakim, A.F. (2005), «Evaluation of shallow foundation displacement using soil small-strain stiffness», Phd Thesis, Georgia institute of technology.
97. Elhakim, A .F and Mayne, P.W(2006), «Foundation load-displacement response from small-strain stiffness», Geocongress 2006: geotechnical Engineering in information technology age, 2006, 88 pages.
98. AbdelRahman, M., Ezzeldine, O. and Salem, M. (2005), “The use of piezocone in characterization of cohesive soil west of port said”, Proceeding of the 5th International Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Cairo, Egypt, January.
99. Abu-Farsakh, M.Y. (2004), “Evaluation of consolidation characteristics of cohesive soils from piezocone penetration tests”, Report 386; Louiziana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA, USA
100. Abu-Farsakh, M.Y. and Yu, X. (2013), “Comparison of predicted embankment settlement from piezocone penetration test with field measurement and laboratory estimated”, Proceedings of Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, Volume 1, Taylor & Francis Group, London, UK, Porto de Galinhas, Brazil, September.
101. Abu-Farsakh, M.Y., Tumay, M.T. and Voyiadjis, G.Z. (2003), “A Numerical parametric study of the piezocone penetration test in clays”, Int. J. Geomech., 3(3/4), 170-181.
102. Abu-Farsakh, M.Y., Zang, Z. and Gautreau, G. (2007), “Evaluating the deformation modulus of cohesive soils from PCPT for consolidation sttlement estimation”, J. Transport. Res. Board, 49-59.
103. Becker, D.E. (2010), “Testing in geotechnical design”, Geotech. Eng. J. of the SEAGS & AGSSEA, 41(1), 1-12.
104. CGS (1992), Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM, BiTech Publishers, (3rd Edition), Canadian Geotechnical Society, Vancouver, BC, Canada.
105. Chung, S.G., Ryu, C.K., Min, S.C., Lee, J.M., Hong, Y.P. and Odgerel, E. (2012), “Geotechnical characterisation of Busan clay”, KSCE J. Civil Eng., 16(3), 341-350.
106. Chung, S.G., Giao, P.H., Kim, G.J. and Leroueil, S. (2002), “Geotechnical characteristics of Pusan clays”, Can. Geotech. J., 39(5), 1050-1060.
107. Chunlin, L. (2014), “A simplified method for prediction of embankment settlement in clays”, J. Rock Mech. Geotech. Eng., 6(1), 61-66.
108. Duncan, J.M. and Buchignan, A.L. (1976), An Engineering Manual For Settlement Studies, University of California, Berkeley, CA, USA.

109. Duncan, J. and Bursey, A. (2013), "Soil modulus correlations", Proceedings of Foundation Engineering in the Face of Uncertainty, Geo-Congress, San Diego, CA, USA, March.
110. Damasceno, V. and Badu-Tweneboah, K. (2011), "Use of CPT profiles to evaluate strength gain and estimate local settlement", Proceedings of Geo-Frontiers, Dallas, TX, USA, March.
111. Fellenius, B.H. (2006), Basics of Foundation Design, Electronic Edition. URL: [www.Fellenius.net](http://www.Fellenius.net)
112. Giao, P.H. and Hien, D.H. (2007), "Geotechnical characterization of soft clay along a Highway in the red river delta", J. Lowland Technol. Int., 9(1), 18-27.
113. Gonin, H. (1978), "Etude théorique du battage des corps élastiques élancés et application pratique", Annales de l'ITBTP, No. 361, May. [In French]
114. Hamza M. and Shahien, M. (2013), "Compressibility parameters of cohesive soils from piezocone", Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France, September.
115. Holtz, R.D. (1991), Stress Distribution and Settlement of Shallow Foundations, (2nd Edition), Van Nostrand Reinhold, New York, NY, USA.
116. Hong, S., Chae, Y., Lee, M. and Lee, W. (2011), "Evaluation of Compressibility for Normally Consolidated South-east Coast Clay Using CPT and DMT", J. Korean Geotech. Soc., 27(4), 21-32.
117. Janbu, N. (1963), "Soil compressibility as determined by odometer and triaxial test", Proceeding of European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiesbaden, Germany, October.
118. Kantey, B.A. (1965), "Shallow Foundations and Pavements", Report of Session 5; Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Montreal, QC, Canada, September.
119. Lin, C., Lin, G. and Li, Z. (2014), "Site characterization of Atlantic coastal plain deposits in Savannah", Proceedings of Georgia Geo-Congress, Atlanta, GA, USA, February.
120. Mayne, P.W. (2001), "Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ testing", Proceedings, of the International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, May.
121. Mayne, P.W. (2007), "Cone penetration testing state-of-practice", Transportation Research Board Report Project 20-05; WA, USA.
122. McNulty, E. and Harney, M. (2014), "Comparison of DMT- and CPT-correlated constrained moduli in clayey and silty sands", Proceedings of from

Soil Behavior Fundamentals to Innovations in Geotechnical Engineering, Geo-Congress, Atlanta, GA, USA, February.

123. Meigh, A.C. and Corbett, B.O. (1969), "A comparison of in situ measurements in soft clay with laboratory tests and the settlement of Oil Tanks", Proceeding of In-Situ Investigation in Soils and Rocks, British Geotechnical Society, London, UK, pp. 173-179.
124. Pant, R.R. (2007), "Evaluation of consolidation parameters of cohesive soils using PCPT method", M.Sc. Thesis; Louisiana State University, Baton Rouge, LA, USA.
125. Robertson, P.K. (2012), "Interpretation of in-situ tests – some insights", Proceedings of the 4th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto de Galinhas, Brazil, September.
126. Robertson, P.K. (2009b), "Review of CPT-DMT correlations", J. Geotech. Geoenviron. Eng., 135(11), 1762-1771.
127. Robertson, P.K. and Cabal, K.L. (2015), Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, (6th Edition), Gregg Drilling & Testing, CA, USA.
128. RohitRay, P. (2007), "Evaluation of consolidation parameters of cohesive soils using PCPT method", M.Sc. Thesis; Louisiana State University, Baton Rouge, LA, USA.
129. Salem, M. and El-Sherbiny, R. (2014), "Comparison of measured and calculated consolidation settlements of thick underconsolidated clay", Alexandria Eng. J., 53(1), 107-117.
130. Senneset, K., Sandven, R. and Janbu, N. (1989), "Evaluation of soil parameters from piezocone tests", Report Transportation Research Record 1235, National Research Council, WA, USA.
131. Tavenas, F. and Leroueil, S. (1979), "Les concepts de l'état limite et l'état critiques et leurs application pratiques à l'étude des argiles", Revue Française de Recherche Technique, No. 6, pp. 27-49.
132. Thomas, D. (1968), "Deep sounding test results and the settlement of spread footing on normally consolidated sands", Geotechnique, 18(4), 472-488
133. Vendel, J. (2013), "Empirical correlations of overconsolidation ratio, coefficient of earth pressure at rest and undrained strength", Proceedings of the 2nd Conference of Junior Researchers in Civil Engineering, Budapest, Hungary, June.
134. Yu, X. and Abu-Farsakh, M. (2011), "Prediction of Embankment Settlement from PCPT Measurements: A Case Study at Courtableau Bridge",

Proceedings of GeoRisk: Geotechnical Risk Assessment and Management, Atlanta, GA, USA, June.

135. Washkowski, E. (1983), "Le pénétromètre dynamique", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ref. 2805-2806; (Ed.: LCPC, Paris), 125, 95-103. [In French]
136. CEA (1979) «Statistique appliquée à l'exploitation des mesures». Paris, Masson (2 tomes).
137. Magnan J.-P. (1982) « Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols». Paris, Presses des Ponts et chaussées.
138. Burland, J.B. and Burbidge, M.C., 1985. «Settlement of Foundations on sand and gravel», Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 1, Vol. 78, pp. 1325-1381.
139. Institution of Civil Engineers ICE (1988), "Penetration testings-Appendix 3", Comptes rendus de la conférence de géotechnologie organisée par ICE, Birmingham, 6-8 Juillet 1988, 371 pages.
140. N. Peters and , K. N. Lamb, Experiences with alluvial foundations for earth dams in the Prairie provinces Revue canadienne de géotechnique, 1979, 16(2): 255-271
141. Duncan, J.M. and Buchignan, A.L. (1976), An Engineering Manual For Settlement Studies, University of California, Berkeley, CA, USA.
142. CGS (1992), Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM, BiTech Publishers, (3rd Edition), Canadian Geotechnical Society, Vancouver, BC, Canada.
143. Chunlin, L. (2014), "A simplified method for prediction of embankment settlement in clays", J. Rock Mech.Geotech. Eng., 6(1), 61-66.
144. Cai, G., Liu, S. and Tong, L. (2010), "Field evaluation of deformation characteristics of a Lacustrine Clay deposit using seismic piezocone tests", Eng. Geol., 116(3-4), 251-260.
145. D'Orazio, T.B. and J.M. Duncan [1987]. "Differential settlement in steel tank", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 9, 967-983.
146. DIN (2003), Baugrund Felduntersuchungen, Teil 3: Bohrlochrammsondierung, German Standard DIN 4094-2; Germany.
147. Kantey, B.A. (1965), "Shallow Foundations and Pavements", Report of Session 5; Proceedings of the 6th, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Montreal, QC, Canada, September.

148. Meigh, A.C. and Corbett, B.O. (1969), "A comparison of in situ measurements in soft clay with laboratory tests and the settlement of Oil Tanks", Proceeding of In-Situ Investigation in Soils and Rocks, British Geotechnical Society, London, UK, pp. 173-179
149. Senneset, K., Sandven, R. and Janbu, N. (1989), "Evaluation of soil parameters from piezocone tests", Report Transportation Research Record 1235, National Research Council, WA, USA.
150. Vesic, A.S. 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99(1), 45-73.
151. Chen, W. & McCarron, W. 1991. Bearing Capacity of Shallow Foundations. In H. Fang, ed. Foundation Engineering Handbook. 2nd ed. New York: Van Nostrand Reinhold. Ch. 4. pp.144-61.
152. Tani, K. & Craig, W. H. (1995). Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth. Soils Found. 35, No. 4, 21–35.
153. Jezekel, J. & Goulet, G. (1965). Essais in-situ est foundation sur pieux. Bull. Liaison Lab. Ponts Chaussées.
154. Itasca. 2008. FLAC Version 6.0 – manual on line. Minneapolis. Itasca Consulting Group inc.
155. Vincenzo DeGENNARO et Roger FRANK (2005), « Modélisation de l'interaction so-pieu par la method des elements finis », Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées-256-257, Juillet-Aout-Septembre 2005, Ref. 4552-pp 107-133.
156. Yu, H.S. and Mitchell J.K. (1998). "Analysis of cone resistance: review of methods", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(2), 140-149.
157. C.S. Dessai and al. (1984), "Thin-layer element for interfaces", International journal for numerical methods in geomechanics, Vol. 8, 19-43
158. D.S. Liyanapathirana (2009), "Arbitrary Lagrangian Eulerian based finite element analysis of cone penetration in soft clay", Computers and geotechnics 36 (2009), 2009 Elsevier Ltd.
159. Yu HS (1993), "Singular plastic fields in steady penetration of a rigid cone", J Appl Mech 1993, 60:1061-2
160. Baligh MM (1985), "Strain path method", J Geotech Eng, ASCE 1985, 111 (9):1108-36.
161. Whittle AJ. (1992), "Constitutive modeling for deep penetration problems in clay", In Proceedings of 3rd international conference on computational plasticity: fundamentals and applications, vol.2, 1992, p.883-94

162. Teh CI and Houlsby GT (1991), "An analytical study of the cone penetration test in clay", *Geotechnique* 1991, 41(1):17-34
163. Yu HS and al. (1996), "Analysis of cone pressuremeter tests in sand", *J Geotech Eng, ASCE* 1996, 122(8):623-32.
164. Lu et al. (2004), "A numerical study of cone penetration in clay", *Geotechnique* 2004, 54(4):257-67
165. Yu HS and al.(2000), "Analysis of steady state cone penetration in clay", *J Geotech Geoenviron Eng, ASCE* 2000, 126(7):594-605.
166. B.Ladanyi and H.H Johnson (1974), "Behaviour of circular footings and plate anchors embedded in premafost", *Can Geo tech J* 11, 531-553
167. Kwang Kyun Kim et al.(2006), « Interpretation of cone penetration tests in cohesive soils», Final Report FHWA/IN/JTRP-2006/22, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, Indiana.
168. Ghassan Abou-Samra (2011), « Étude numérique de l'essai au cône effilé instrumenté dans les argiles Champlain », Thèse de doctorat, École polytechnique de Montréal.
169. Baligh MM and F.Scot R (1976), "Analysis of wedge penetration in clay", *Géotechnique* 26, N.1, 185-208.
170. D. Sheng, L. Cui, Y. (2013), "Ansari, Interpretation of cone factor in undrained soils via full-penetration finite-element analysis", *Int. J. Geomech.* 6(2013) 745-753
171. Jakub Konkol, Lech Bałachowski (2016), "Numerical modeling of cone penetration test in slightly overconsolidated clay with arbitrary Lagrangian-Eulerian formulation", *Procedia Engineering* ,1877-7058, Published by Elsevier Ltd
172. P. Van den Berg, *Analysis of soil penetration*, Delft University of Technology, 1994.
173. M. Abu-Farsakh, M. Tumay, G. Voyiadjis, Numerical parametric study of piezocone penetration test in clays, *Int. J. Geomech.* 3 (2003) 170-181.
174. L. Wei, M.Y. Abu-Farsakh, M.T. Tumay, Finite-element analysis of inclined piezocone penetration test in clays, *Int. J. Geomech.* 5 (2005)167-178.
175. POTYONDY J.G., Skin friction between various soils and construction materials, *Géotechnique*,11 (4), 1961, pp. 339-353.
176. DE GENNARO V., LERAT P., Soil-structure interface behaviour under cyclic loading, *Proc. 2nd Int. Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Torino (Italie), 1999, pp. 183-189.

177. J. Walker, H.YS. Yu. Adaptative finite element analysis of cone penetration, *Acta Geotechnica* (2006). 1:43-57.
178. Zerarka Hizia (2007), contribution a la modélisation numérique du comportement des ouvrages géotechniques dans les sols de Gibson, thèse de magister-université de Blida –Algérie