

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

APPORT DE L'ESSAI DE PÉNÉTRATION STATIQUE & DES ESSAIS GÉOPHYSIQUES DE FORAGE AU CALCUL DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Par

AOUALI Nawel

Devant le jury composé de :

Z.ZITOUNI	Maître de conférence, U. de Blida	Président
A.HAMMADOUCHE	Maître de conférence, U. de Boumerdès	Examineur
K.GRINE	Maître de conférence, U. de Blida	Examineur
A.BOUAFIA	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida, juin 2013

RÉSUMÉ

L'expérience montre que les essais géophysiques de forage et les essais pénétrométriques présentent des avantages indéniables pour la détermination des caractéristiques du sol par rapport aux autres essais géotechniques au laboratoire, tel que l'essai de compressibilité oedométrique, en l'occurrence la rapidité de l'essai, la continuité du profil de rigidité du sol, et l'applicabilité de l'essai à différents types de sols.

Le travail de cette thèse de Magister consiste à proposer trois approches de calcul du tassement de consolidation oedométrique des fondations superficielles dans les sols fins à partir des méthodes basées sur les essais de forage (Down Hole), et l'essai pénétrométrique (CPT).

La première méthode est basée sur la corrélation du module oedométrique au module de cisaillement déduit de l'essai de forage (Down Hole), ce qui permet d'aboutir à un outil de calcul du tassement de consolidation primaire des fondations superficielles dans les argiles à partir des corrélations étudiées.

La deuxième méthode est issue de la corrélation entre la résistance en pointe de l'essai au pénétromètre statique et les paramètres de consolidation oedométrique, afin d'aboutir à une formulation simple de calcul du tassement oedométrique à la base de l'essai de pénétration statique CPT.

La troisième méthode se propose de calculer le tassement instantané des sols fins multicouches, considéré comme élastique linéaire, à la base de la méthode de Steinbrenner pour les fondations de forme rectangulaire, et la méthode de Vesic pour les fondations de forme circulaire. L'approche a été validée par comparaison des tassements prédits par cette méthode avec ceux calculés par la méthode d'intégration par tranches basée sur l'essai de compressibilité oedométrique.

MOTS-CLÉS: Fondation superficielle, Tassement, Essai oedométrique, Essai down hole, Essai de pénétration statique, Corrélation.

ABSTRACT

This experience shows that the borehole geophysical testing and penetrometric testings undeniable advantages for the determination of the soil characteristics compared it to other geotechnical laboratory testing, such as oedometer compression test, namely the speed of the test, the continuity of the soil stiffness profile, and the applicability of the test in different soil types.

The work of this magister thesis is to provide three approaches for calculating the oedometer consolidation settlement of shallow foundations in fine soils from methods based on drill testing (Down Hole), and the penetrometer test (CPT).

The first method is based on the correlation of the module oedometric shear modulus deduced from the test drilling (Down Hole), which can lead to a tool for calculating primary consolidation settlement of shallow foundations in clays from studied correlations.

The second method is based on the correlation between the tip resistance of the static penetrometer test and the oedometer parameters of consolidation, so as to arrive to a simple formula for calculating the oedometer settlement at the base of the penetration test CPT.

The third method is proposed to calculate the instantaneous fine multilayer soil compaction that is considered as linear elastic, to the base of Steinbrenner method for the foundation of rectangular shape, and Vesic method for the foundation of circular shape. The approach was validated though comparing predicted settlements and by this method with those calculated method of integration and by slices based on oedometer compression test.

KEYWORDS: Shallow foundation, Compressing, Oedometric test, down hole test, static Test of penetration, Correlation.

ملخص

تبين الخبرة أن للتجارب الجيوفيزيائية الخاصة بالحفر و تجارب الاختراق الثابت ميزة لا يمكن إنكارها في تحديد خصائص التربة بالمقارنة مع غيرها من التجارب الجيوتقنية المخبرية كتجربة الضغط الأودومتري. و ذلك من حيث سرعة الاختبار، استمرارية صلابة التربة، وإمكانية تطبيق الاختبار في أنواع مختلفة من التربة. عمل أطروحة الماجستير هذه يتمثل في اقتراح ثلاثة مناهج لحساب تراص التوطيد الأودومتري الخاص بالأساسات السطحية للتربة الرقيقة عن طريق طرق تستند على تجارب الحفر (داون هول)، و تجارب الاختراق الثابت (CPT).

تستند الطريقة الأولى على الربط بين المعامل الأودومتري و معامل القص الناتج عن تجربة الحفر (داون هول)، والذي يمكن أن يؤدي إلى الحصول على أداة لحساب تراص التوطيد الأولي الخاص بالأساسات السطحية للطين باستعمال الارتباطات التي تمت دراستها.

تستند الطريقة الثانية على العلاقة بين مقاومة تجربة الاختراق الثابت والخصائص الأودومترية، للتوصل إلى صيغة بسيطة لحساب التراص الأودومتري عن طريق اختبار الاختراق (CPT).

الطريقة الثالثة تقترح حساب تراص التربة الفوري للتربة الرقيقة متعددة الطبقات، التي تعتبر كخطية مرنة، للنظر فيها عن طريق طريقة ستينبرنر بالنسبة للأساسات ذات الشكل المستطيل، وطريقة فيزيك بالنسبة للأساسات ذات الشكل الدائري. هذا المنهج تم التحقق من صحته عن طريق مقارنة تم التنبؤ بها مع تلك المحسوبة باستخدام طريقة التكامل بالشرائح المعتمدة على تجربة الضغط الأودومتري.

الكلمات المفتاحية : أساسات سطحية، تراص، تجربة أودومترية، تجربة داون هول، تجربة الاختراق الثابت، ارتباط.

REMERCIEMENTS

Un mémoire de magistère est par définition le fruit d'un travail personnel, mais qui n'aurait jamais aboutit sans l'aide et l'assistance de certaines personnes que je souhaite remercier ici.

Avant tout, je remercie Dieu de m'avoir donné la force et la volonté d'avoir mené à terme mon travail.

Je remercie mon directeur de mémoire Mr ALI BOUAFIA de m'avoir proposé un thème aussi intéressant que subtil, pour son encadrement, ses conseils, et d'avoir mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour son aboutissement.

Je tiens à remercier les membres de jury pour l'honneur qu'ils m'ont accordée en acceptant de juger mon mémoire.

Je remercie également les enseignants de post-graduation pour tout l'enseignement reçu durant les années d'études. Je remercie aussi Melle M.MIR, pour son encouragement et leur soutien permanent au cours de ces trois années.

Mes remerciements les plus sincères vont vers mon fils Rayane et mon mari Fouad, qui m'a soutenu le long de ce travail et qui a été présent à chaque moment, pour sa patience et sa compréhension avec mes humeurs le long de ma formation magistrale.

Enfin, Je profite de l'occurrence pour exprimer mes profondes remerciements à ma mère, pour son amour et son sacrifice, mon père pour son soutien et ses encouragements, mes frères Bilal et Salah Eddine, ma grande mère et à ma belle famille Djouf, pour leurs aide précieuse, leur support moral et leur compréhension durant les trois années, et voici le fruit de mon travail, à eux je l'offre et à tous mes amis.

TABLE DES MATIERES

RESUME	02
REMERCIEMENT.....	05
TABLE DES MATIERES	06
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	09
INTRODUCTION.....	13
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	15
1.1 Introduction	15
1.2 Détermination du module de déformation de sol	16
1.2.1 Essais de laboratoire : (essai oedométrique)	16
1.2.2 Essais géophysiques	22
1.2.3 Essais in-situ	29
1.3 Tassement des fondations superficielles	33
1.3.1 Composantes du tassement des fondations superficielles	34
1.3.2 Calcul du tassement des fondations superficielles	35
1.4 Calcul du tassement dans un sol multicouche	40
1.4.1 Méthode de Steinbrenner	40
1.4.2 Méthode de Vesic	43
1.5 Conclusion	44
2. CALCUL DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS A PARTIR DES ESSAIS GEOPHYSIQUES DE FORAGE	45
2.1 Introduction	45
2.2 Construction de la base des données	46
2.2.1 Méthodologie de travail de la base de données	46
2.2.2 Analyse de la base des données	51
2.3 Application de la méthodologie proposée.....	52
2.4 Etude statistique des données	59
2.5 Etude de la corrélation entre l'essai œdométrique et l'essai down-hole	62
2.6 Calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai down-hole	64

2.6.1	Principe du calcul.....	64
2.6.2	Hypothèses de calcul	66
2.7	Application de la méthode des tranches sur un exemple	68
2.8	Etude comparative entre le tassement œdométrique et le tassement œdométrique calculé à partir de l'essai down-hole	73
2.9	Influence des dimensions de la fondation sur le calcul du tassement	74
2.10	Conclusion	78
 3. CALCUL DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS A PARTIR DE L'ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE		79
3.1	Introduction	79
3.2	Construction de la base de données	79
3.3	Etude de la corrélation entre l'essai oedométrique et l'essai de pénétration statique	81
3.3.1	Etude de la corrélation entre q_c et E_0	81
3.3.2	Etude de la corrélation entre q_c et σ_c	82
3.4	Calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai de pénétration statique	83
3.4.1	Estimation du module de déformation oedométrique	83
3.4.2	Estimation du tassement oedométrique à partir de l'essai de pénétration statique	83
3.5	Exemple de calcul	85
3.5.1	Application de la méthodologie de la base des données	85
3.5.2	Application de calcul du tassement	87
3.6	Etude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de l'essai de pénétromètre statique	91
3.7	Influence des dimensions des fondations sur le calibrage du tassement.....	92
3.7.1	Résultats de calcul de tassement pour chaque type de fondation	93
3.8	Conclusion	96
 4. CALCUL DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS MULTICOUCHES		97
4.1	Introduction	97
4.2	Hypothèses.....	98
4.3	Calcul du tassement tridimensionnel à partir de la méthode de Steinbrenner.....	98
4.3.1	Construction de la base de données.....	100

4.3.2	Calcul du tassement instantané à partir de la méthode de Steinbrenner	101
4.3.3	Exemple de calcul d'un cas d'étude	103
4.3.4	Etude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de la méthode de Steinbrenner	106
4.3.5	Résultats de calcul de tassement pour chaque type de fondation	106
4.4	Calcul du tassement instantané à partir de la méthode de Vesic	109
4.4.1	Estimation du tassement instantané à partir de la méthode de Vesic.....	109
4.4.2	Construction de la base de données.....	111
4.4.3	Exemple de calcul d'un cas d'étude	112
4.4.5	Etude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de la méthode de Vesic.....	115
4.5	Conclusion	117
	CONCLUSION	118
	APPENDICE	
	REFERENCES	

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Zone explorée pour la détermination du module de déformation de sol à partir des différents essais	16
Figure 1.2	Mise en œuvre de l'essai oedométrique	17
Figure 1.3	Coupe schématisée d'un moule oedométrique	18
Figure 1.4	Détermination graphique des caractéristiques de compressibilité oedométrique	19
Figure 1.5	Classification des sols selon la compressibilité	20
Figure 1.6	Représentation de la transmission des ondes dans le modèle d'une interface plane et horizontale	23
Figure 1.7	Diagramme schématique de la méthode géoradar en surface	24
Figure 1.8	Principe de l'essai cross-hole	26
Figure 1.9	Principe de l'essai Down-hole	27
Figure 1.10	Enregistrement composite typique de l'essai down hole	28
Figure 1.11	Principe de l'essai Up-hole	28
Figure 1.12	Principe de l'essai de pénétration statique CPT	29
Figure 1.13	Principe de l'essai de pénétration dynamique DPT - type A	32
Figure 1.14	Principe de l'essai de pénétration dynamique DPT - type B	33
Figure 1.15	Courbe générale de tassement d'un sol quelconque	34
Figure 1.16	Schéma de découpage du sol en des tranches	36
Figure 1.17	Charge rectangulaire en surface d'un massif infiniment épais	41
Figure 1.18	Surcharge circulaire en surface du sol	43
Figure 2.1	Ajustement par logiciel HYPER	50

Figure 2.2	Représentation des déformations et module de chargement oedométrique	50
Figure 2.3	Exemple de digitalisation d'une courbe oedométrique	53
Figure 2.4	Représentation de la courbe de chargement oedométrique $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$	55
Figure 2.5	Représentation de la courbe $\frac{E_{Oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$	58
Figure 2.6	Ajustement de $\left(\frac{E_{Oed}}{E_0}\right)$ en fonction de $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ et - cas ($\sigma'_v < \sigma_c$) -	60
Figure 2.7	Ajustement de $\left(\frac{E_{Oed}}{E_0}\right)$ en fonction de - cas ($\sigma'_v > \sigma_c$) -	61
Figure 2.8	Corrélation entre E_{Oed} et G	63
Figure 2.9	Corrélation entre σ_c et G	64
Figure 2.10	Représentation d'une fondation repose sur un massif infini	66
Figure 2.11	Etude comparative pour le calcul de tassement S_c^{Oed} et S_c^G	74
Figure 2.12	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^G - cas d'une fondation carrée	76
Figure 2.13	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^G - cas d'une fondation isolée	76
Figure 2.14	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^G - cas d'une fondation filante	77
Figure 3.1	Analyse statistique de la corrélation entre E_0 et q_c	81
Figure 3.2	Analyse statistique de la corrélation entre σ_c et q_c	82
Figure 3.3	Exemple d'extrapolation de la résistance de pointe statique (q_c)	84
Figure 3.4	Courbe de pénétromètre statique digitalisé	87
Figure 3.5	Etude comparative pour le calcul de tassement s_c^{Oed} et s_c^{CPT}	91
Figure 3.6	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{CPT} - cas d'une fondation carrée	93
Figure 3.7	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{CPT} - cas d'une fondation isolée	94

Figure 3.8	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{CPT} – cas d’une fondation filante	94
Figure 3.10	Variation du rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{CPT}}\right)$ en fonction de $\left(\frac{L}{B}\right)$	95
Figure 4.1	Principe de la superposition des couches de sol - fondation rectangulaire	99
Figure 4.2	Schéma de superposition de sous-rectangles	102
Figure 4.3	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{Stein} – cas d’une fondation carrée	106
Figure 4.4	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{Stein} – cas d’une fondation isolée	107
Figure 4.5	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{Stein} – cas d’une fondation filante	107
Figure 4.6	Variation du rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Stein}}\right)$ en fonction de $\left(\frac{L}{B}\right)$	108
Figure 4.7	Principe de la superposition des couches de sol - fondation circulaire	110
Figure 4.8	Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{Vesic} – cas d’une fondation circulaire	116
Tableau 1.1	Corrélation de la résistance en pointe et le module oedométrique	39
Tableau 2.1	Résultats d’essai au laboratoire sur un échantillon	52
Tableau 2.2	Résultats après digitalisation de la courbe oedométrique	53
Tableau 2.3	Résultats des déformations ε_z et des contraintes ($\Delta\sigma'_v$)	55
Tableau 2.4	Résultats de sondage étudié	58
Tableau 2.5	Résultats de l’essai down-hole	59
Tableau 2.6	Valeurs des paramètres de calcul du tassement	69
Tableau 2.7	Résultats de calcul du tassement oedométrique	70
Tableau 2.8	Résultats de tassement oedométrique des différentes pressions appliquées	71
Tableau 2.9	Résultats de calcul du tassement oedométrique à partir de l’essai down hole	72
Tableau 2.10	Résultats du tassement oedométrique trouvé pour les différentes pressions appliquées à partir de l’essai down hole	73

Tableau 2.11	Résultats de l'étude statistique sur l'influence de la forme des fondations	77
Tableau 3.1	Données récapitulatif des résultats de laboratoire sur un échantillon	85
Tableau 3.2	Résultats de sondage étudié - SC 02	86
Tableau 3.3	Résultats après digitalisation de la courbe de pénétromètre statique	87
Tableau 3.4	Valeurs attribuées pour le calcul du tassement oedométrique	88
Tableau 3.5	Résultats de tassement oedométrique des différentes pressions appliquées	89
Tableau 3.6	Données de calcul du tassement à partir de l'essai de pénétromètre statique	89
Tableau 3.7	Résultats du tassement oedométrique trouvé à partir de l'essai de pénétromètre statique	90
Tableau 3.8	Résultats du calcul de tassement oedométrique	90
Tableau 3.9	Résultats de l'analyse statistique sur l'influence de la forme des fondations	95
Tableau 4.1	Résultats de calcul du tassement oedométrique d'une fondation rectangulaire	104
Tableau 4.2	Résultats de calcul du tassement à partir de la méthode de Steinbrenner	105
Tableau 4.3	Résultats de l'analyse statistique du rapport $\left(r = \frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Stein}} \right)$	108
Tableau 4.4	Valeurs de I_z en fonction de $\left(\frac{Z_K}{R} \right)$	110
Tableau 4.5	Résultats de calcul du tassement oedométrique d'une fondation circulaire	113
Tableau 4.6	Résultats de calcul du tassement à partir de la méthode de Vesic	114
Tableau 4.7	Résultat de calcul du tassement oedométrique et tassement calculé par la méthode de Vesic	115

INTRODUCTION

L'un des grands sujets de recherche de la géotechnique est l'étude de la réponse des sols aux sollicitations qu'on leur impose dans le cadre d'un projet de génie civil.

Aujourd'hui, la difficulté de ces recherches réside dans la détermination des paramètres ou des caractéristiques mécaniques des sols, notamment le module de déformation, et la connaissance de leur évolution des petites aux grandes déformations. Ces déformations sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées sur le terrain, ou directement en place au moyen d'essais in situ, pour permettre de fournir les données nécessaires au calcul des fondations.

L'expérience montre que les essais géophysiques de forage et les essais pénétrométriques présentent des avantages indéniables pour la détermination des caractéristiques du sol par rapport aux autres essais géotechniques au laboratoire, tel que l'essai de compressibilité oedométrique, en l'occurrence la rapidité de l'essai, la continuité du profil de rigidité du sol, et l'applicabilité de l'essai à différents types de sols.

Dans le cadre de cette recherche sur le calcul des ouvrages, l'évaluation du tassement des fondations, a souvent été considérée comme une tâche de grande importance pour passer à la maîtrise directe des déformations de sol.

Notre travail consiste à proposer des approches de calcul du tassement oedométrique des fondations superficielles à partir des méthodes basées sur les essais de forage (down hole), et les essais pénétrométriques (CPT), plus le calcul du tassement instantané des sols fins multicouches en structurant l'étude en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique traitant successivement de la déformabilité des sols à partir des différents essais en laboratoire ou sur place, pour l'estimation du module de déformabilité de sol, et l'évolution des tassements dans un projet de fondations superficielles.

Le deuxième chapitre comporte l'analyse de la corrélation du module oedométrique au module de cisaillement déduit de l'essai de forage (down hole), ce qui permet d'aboutir à un outil de calcul du tassement de consolidation primaire des fondations superficielles dans le sol fin saturé à partir des corrélations étudiées. Ce tassement sera corrigé pour tenir compte de la déformation latérale éventuelle du sol.

Le troisième chapitre focalise sur la corrélation entre la résistance statique en pointe de l'essai pénétrométrique et les paramètres de consolidation oedométrique, afin d'aboutir à une formulation simple de calcul du tassement oedométrique à la base de l'essai de pénétration statique CPT.

Le quatrième chapitre consiste à étudier le tassement instantané des sols fins multicouches, considéré comme élastique linéaire, à la base de la méthode de Steinbrenner pour les fondations de forme rectangulaire, et la méthode de Vesic pour les fondations de forme circulaire. L'approche sera validée par comparaison des tassements avec ceux donnés par l'essai de compressibilité oedométrique.

Enfin, le mémoire se termine par une conclusion contenant des recommandations et des perspectives sur les travaux à venir.

CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

4.1 Introduction

La détermination des paramètres mécaniques, notamment les modules de déformations et leurs variations suivant les chemins des contraintes, devient un enjeu important pour l'étude du comportement des sols qui demande une évaluation précise de leurs propriétés. Ces propriétés sont actuellement estimées par le développement d'un grand nombre de techniques d'essais en laboratoire et en place.

L'objectif de ces essais est de fournir des données sur des caractéristiques mécaniques de la déformabilité des sols sous l'action des charges appliquées comme elles doivent l'être réellement dans la nature ou sous l'action des ouvrages [12].

À cet effet, chaque essai possède un champ d'application lié aux déformations qu'il génère pour solliciter le sol lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de leur vie, donc il est souhaitable dans un premier temps, de définir les différents types de modules de déformation, pour bien entendu la définition du module élastique qui entraîne la définition du domaine élastique et le calcul du coefficient de poisson ν sur ce même domaine.

En premier lieu, l'utilisation des techniques d'essais de laboratoire représente la nécessité de reproduire de manière plus réaliste la nature complexe des états de contraintes qui existe en réalité. Ces essais sont considérablement diversifiés au cours de ces dernières années dans le but de reproduire la nature complexe des sollicitations appliquées aux sols.

D'un autre côté, l'utilisation des techniques d'essais in situ devenue systématique pour l'évaluation des déformations au cours du temps des ouvrages à construire.

En effet, de plus en plus fréquemment, la reconnaissance géophysique s'attache à déduire, en l'accurance, la rapidité et la continuité du profil de la rigidité de sol une fois des anomalies ou des hétérogénéités repérées grâce aux méthodes géotechniques.

Sur la figure (1.1), la représentation de graphique classique montre que la détermination des modules de déformation des essais de laboratoire et sur place possède des plages de sollicitation qui ne sont pas toujours en correspondance avec celle que les ouvrages appliquent au sol [12].

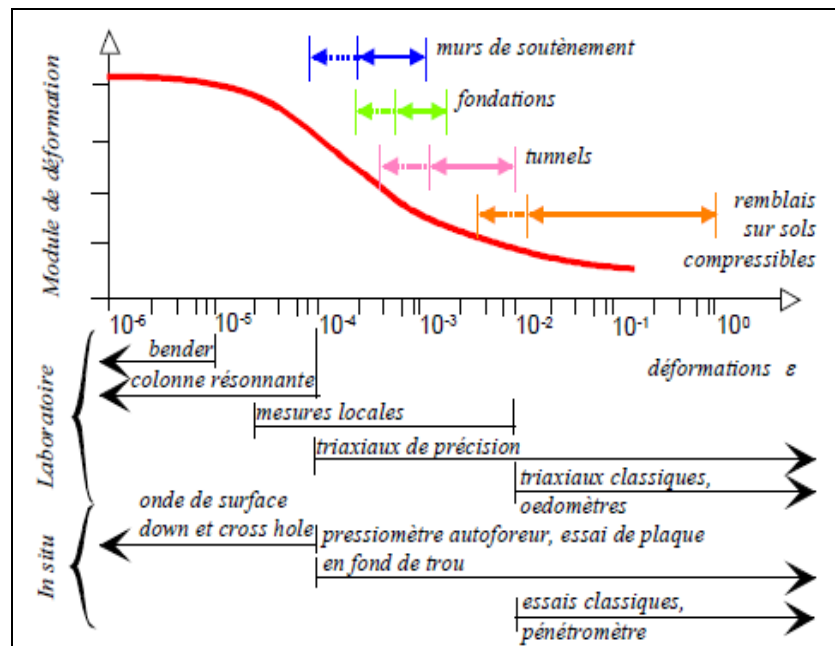


Figure 1.1: Zone explorée pour la détermination du module de déformation de sol à partir des différents essais [3]

Nous allons présenter par la suite les méthodes et les appareillages permettant de déterminer le module de déformation de sol au cours de son histoire.

4.2 Détermination du module de déformation de sol

1.2.1 Essais de laboratoire : (essai oedométrique)

Le comportement des sols fins, notamment les argiles, a fait l'objet de nombreux travaux de recherches constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques, de résistance et de déformabilité des sols [2].

Ces recherches sont considérablement diversifiées au cours de ces dernières années dans le but de reproduire la nature complexe des sollicitations appliquées, ou pour l'évolution des caractéristiques mécaniques de la déformabilité de sol.

Parmi les essais de laboratoire les plus classiques, on citera l'essai oedométrique, qui mesure la compressibilité d'un échantillon de sol fin saturé en fonction du temps. Cet essai permis de tracer une courbe de comportement appelé courbe oedométrique sert à déterminer la relation entre les contraintes effectives verticales et les déformations.

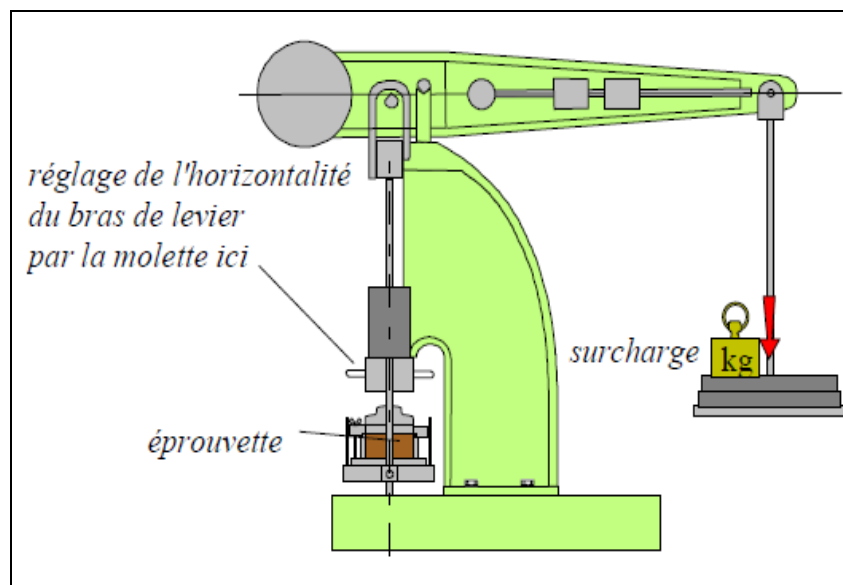


Figure 1.2: Mise en œuvre de l'essai oedométrique

1.2.1.1 Principe de l'essai oedométrique

L'essai consiste à placer une éprouvette dans une enceinte cylindrique rigide latéralement pour que les déformations radiales soient nulles, avec une paroi intérieure très lisse et souvent lubrifiée pour que les frottements générés au cours de la consolidation au contact paroi-sol soient négligeables.

La préparation de l'éprouvette et sa mise en place dans l'enceinte oedométrique dépendent de la consistance du sol tel que le choix de la prise d'essai, le découpage de l'éprouvette et leur mise en place dans l'enceinte oedométrique [1].

L'éprouvette est sollicitée, soit par un système de poids par l'intermédiaire d'un levier, soit par un système de chargement pneumatique ou hydraulique qui applique des

forces dans l'axe du piston en contact avec l'éprouvette sur sa face supérieure ou inférieure pendant que l'autre face est maintenue fixe.

Le drainage du sol s'effectue sur une seule face (drainage simple) ou sur les deux faces en même temps (drainage double) à travers des pierres poreuses généralement composées de matières céramiques ou métalliques.

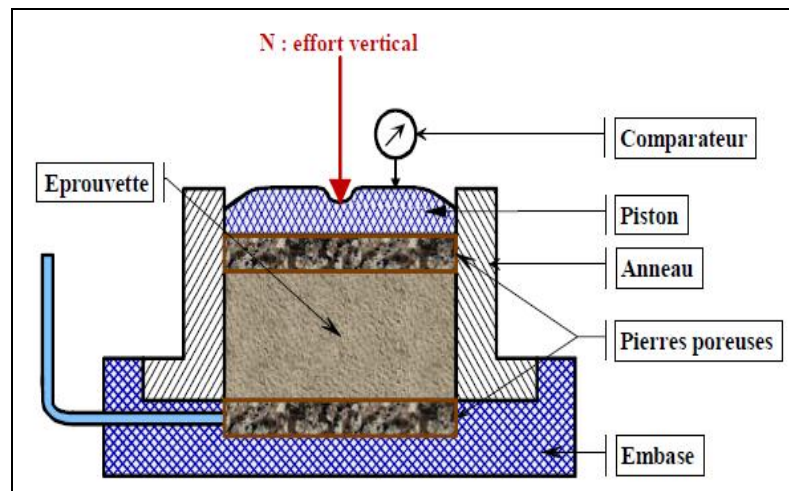


Figure 1.3: Coupe schématisée d'un moule oedométrique

On applique sur le piston des charges par paliers constants. La durée des paliers de chargement est fixée à 24 heures, car cette durée pendant laquelle les déformations de l'éprouvette sont enregistrées en fonction du temps, est suffisante pour atteindre la fin de la consolidation primaire dans la plupart des sols naturels.

1.2.1.2 Caractéristiques obtenues à partir de l'essai oedométrique

L'essai oedométrique permet de déterminer :

- L'indice des vides initial avant la réalisation de l'essai (e_0) et son évolution au cours de la consolidation ;
- Les principaux paramètres d'identification à savoir : la teneur en eau initiale, le poids volumique initial et le poids volumique initial du sol sec ;
- La contrainte de préconsolidation.

1.2.1.3 Caractéristique de compressibilité oedométrique

a) Courbe de compressibilité

Sur une courbe dans un système semi-logarithmique, les différents paramètres développés à partir de l'essai oedométrique peuvent être déterminés par la représentation de la variation des indices des vides en fonction des contraintes appliquées.

La Figure (1.4) illustre l'allure d'une courbe de compressibilité oedométrique $e = f(\sigma')$. Cette courbe proposée par Casagrande (1936) se présente, en général, en trois parties : une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbée, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée [9].

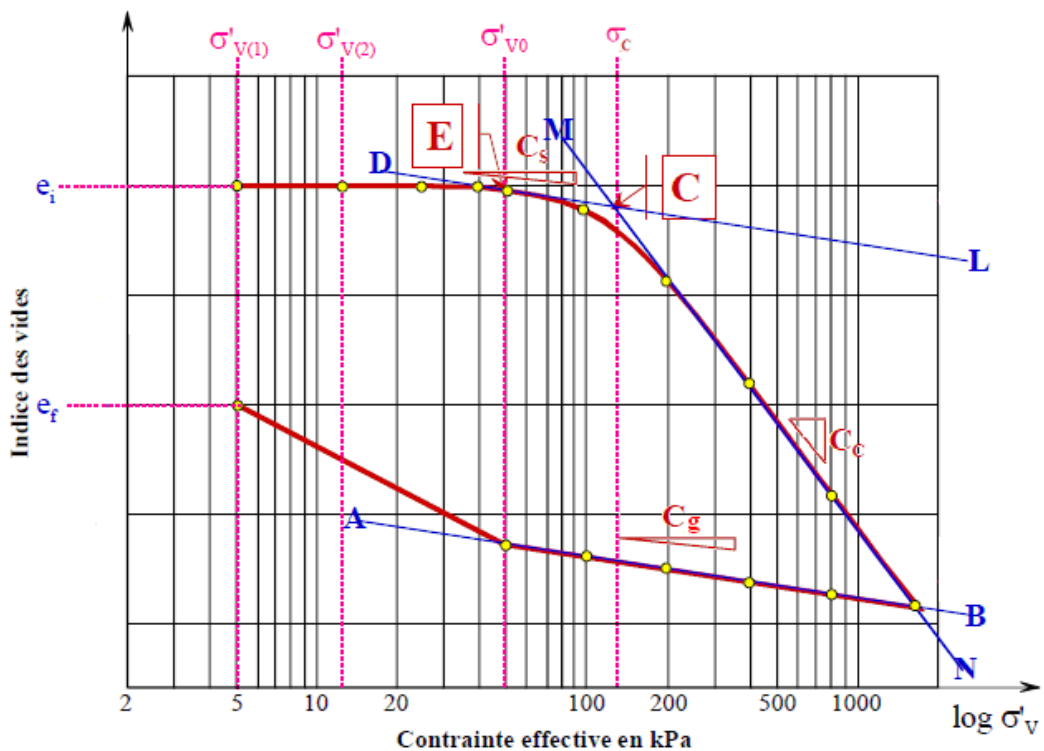


Figure 1.4: Détermination graphique des caractéristiques de compressibilité oedométrique

b) Contrainte de préconsolidation

Lorsqu'un échantillon de sol est prélevé du terrain, il subit une réduction de charge. Il est donc important de déterminer la pression de préconsolidation sous laquelle le sol s'est déjà consolidé sur site à partir de la relation ($e - \log \sigma'$) obtenue au laboratoire [1].

Suivant la figure (1.4), cette contrainte correspond approximativement au point d'intersection des droites DL et MN.

Selon la position de la contrainte due au poids des terres par rapport à la contrainte de préconsolidation, le sol peut se classer en trois types suivant leur degré de consolidation :

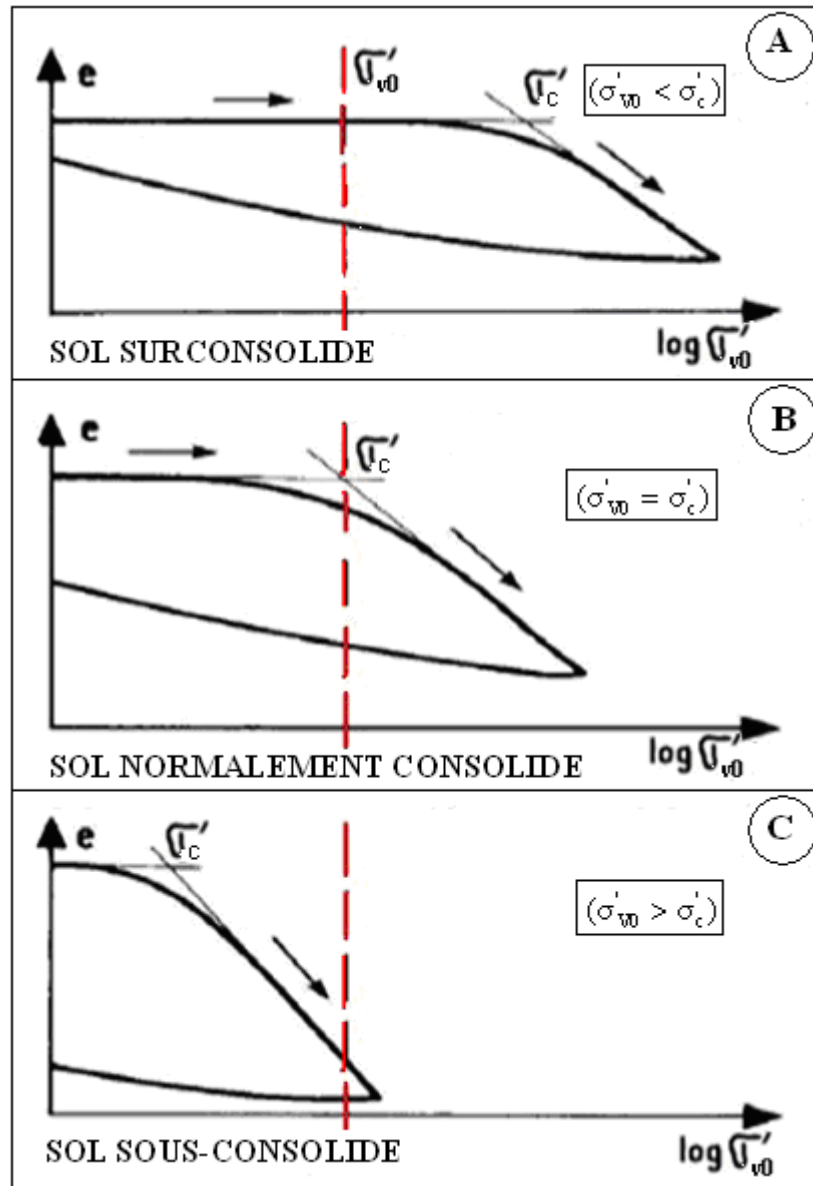


Figure 1.5: Classification des sols selon la compressibilité

- Sol normalement consolidé ($\sigma'_{v0} = \sigma'_c$)

Estimé lorsque la contrainte effective est verticale égale à la contrainte effective de préconsolidation : C'est-à-dire le sol a été tassé uniquement sous son propre poids.

- Sol sur-consolidé ($\sigma'_{v0} < \sigma'_c$)

Lorsque la contrainte effective verticale est inférieure à la contrainte effective de préconsolidation. C'est-à-dire à un moment antérieur de son histoire, le sol a été soumis à une contrainte supérieure au poids des terres actuel.

- Sol sous-consolidé ($\sigma'_{v0} > \sigma'_c$)

Lorsque la contrainte effective verticale est supérieure à la contrainte effective de préconsolidation. C'est-à-dire le sol est en cours de consolidation.

c) Indice de compression et de gonflement

Par définition, le coefficient de compression, noté (C_c), est la pente de la droite (MN) (figure 1.4) de la courbe de compressibilité oedométrique:

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma')_{MN}} \quad (1.1)$$

Le coefficient de surconsolidation, noté (C_s), est la pente de la droite (DL) (figure 1.4) de la courbe de compressibilité oedométrique:

$$C_s = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma')_{DL}} \quad (1.2)$$

Le coefficient de gonflement noté (C_g), est la pente de la droite (AB) à la figure (1.4). Il est défini par la formule suivante :

$$C_g = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma')_{AB}} \quad (1.3)$$

d) Module oedométrique E_{oed}

Le module oedométrique est une grandeur mécanique qui relie les déformations aux contraintes. Il est défini comme suit :

$$E_{\text{Oed}} = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{s}{H_0}} \quad (1.4)$$

Les valeurs de ces paramètres peuvent être influencées par la qualité des éprouvettes d'essais et les méthodes expérimentales utilisées.

1.2.2 Essais géophysiques

Les méthodes géophysiques proposent la mesure de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et de compression dans le domaine de très petites déformations [7].

Pour effectuer ces mesures, on crée une perturbation en un point du site, ce qui donne naissance à des ondes de propagation jusqu'à un autre point du milieu, à une distance connue de la source sismique.

Cette source permet d'obtenir la vitesse de propagation des ondes et déduire le module de déformation dans la mesure où les déformations engendrées restent dans un domaine élastique après la mise en site d'une faible énergie d'écoulement des ondes [19].

Deux catégories d'essai peuvent être distinguées pour ce type d'essai :

- les essais réalisés à partir de la surface du sol
- les essais réalisés à partir de forage.

1.2.2.1 Essai en surface

Ces essais sont réalisés à partir de la surface du sol, dans le but de mesurer la vitesse de propagation des ondes à l'intérieur d'un milieu, elles sont responsables de plusieurs découvertes géophysiques et toujours utilisés surtout pour explorer la structure superficielle du sous-sol, ou comme complément des autres méthodes géophysiques.

a) Essai de sismique-réfraction

C'est une des méthodes basée sur les propriétés de réfraction des ondes sismiques. Elle permet d'identifier des interfaces séparant les zones de différentes vitesses dans le but de mesurer les temps d'arrivée des premières ondes [19].

En pratique, le phénomène de réfraction se produit lorsque l'on passe d'un milieu lent à un milieu rapide. Donc, la méthode sismique réfraction est basée sur la différence de vitesse de propagation entre une couche sous-jacente plus rapide et un recouvrement plus lent [21]. Elle consiste à pointer les premières arrivées sismiques sur les sismogrammes par la création d'une perturbation mécanique à la surface du sol pour qu'elle se propage dans le sous-sol par ondes progressives qui donnent une naissance à des phénomènes de réflexion et de transmission lorsqu'elles parviennent aux limites des couches géologique. Les ondes réfléchies remontent à la surface ou elles sont détectés ou les ondes transmises peuvent se propager horizontalement sur une certaine distance et remonter ensuite vers la surface.

La figure (1.6) montre la transmission des différentes ondes (l'onde directe, l'onde réfléchie, et l'onde réfractée) dans le cas d'un modèle avec une interface plane et horizontale qui sépare deux milieux de différentes célérités. La célérité du second milieu, V_2 , est supérieure à la célérité V_1 [21].

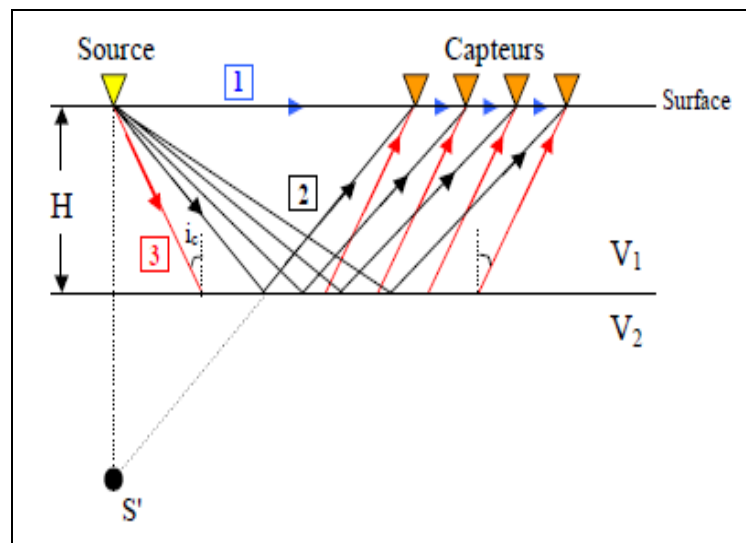


Figure 1.6: Représentation de la transmission des ondes: (1) l'onde directe, (2) l'onde transmise et (3) l'onde réfléchie, dans le modèle d'une interface plane et horizontale.

b) Essai Géoradar en surface

La méthode Géoradar en surface est une méthode géophysique qui consiste en une antenne émettrice d'une impulsion électromagnétique de très haute fréquence (entre 10 et 1000 MHz) pour l'acquisition d'information du sous-sol. L'onde

électromagnétique se propage au travers du milieu avec une vitesse qui dépend principalement des propriétés électriques du matériel.

Une partie de l'énergie propagée dans le sous-sol, est réfléchiée à la surface à cause des interfaces dans le sous sol dues au contraste des propriétés électriques des matériaux, l'autre partie de l'énergie continue à se propager par le milieu. Ces réflexions sont enregistrées sur une antenne réceptrice et puis on obtient un profil graphique des interfaces du sous-sol. La méthode géoradar en surface est comparable à la méthode sismique réflexion [21].

Par rapport à la méthode sismique, l'acquisition des données géoradar en surface est très rapide. Un système typique de géoradar consiste en une unité de contrôle, un transmetteur et un récepteur, qui sont connectés directement à une paire d'antennes accouplées à la surface du sol (figure 1.7). L'antenne émettrice transmet un pulse électromagnétique de haute fréquence, qui ne pénètre pas très profondément dans le sous-sol, et puis cette onde ou signal est réfléchiée, réfractée ou diffractée selon les changements des propriétés électriques (permittivité diélectrique et conductivité électrique) du milieu de transmission.

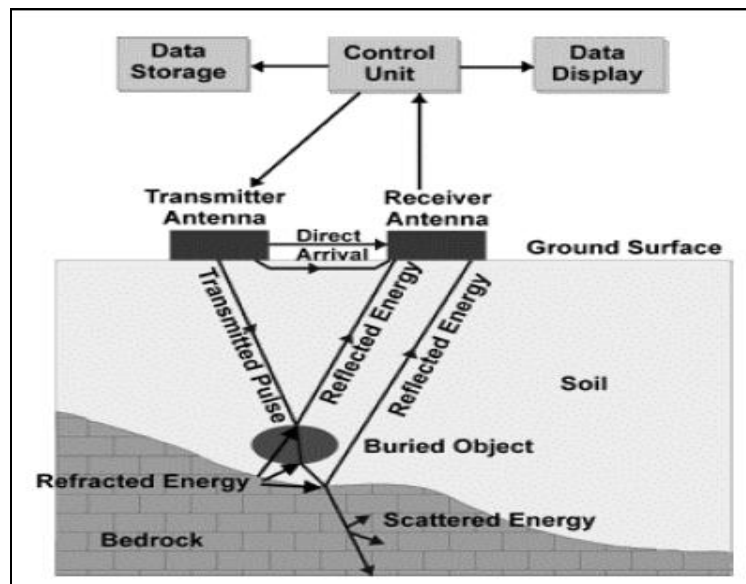


Figure 1.7. Diagramme schématique de la méthode Géoradar en surface.

1.2.2.2 Essais de forage

Les essais réalisés à partir des forages sont des essais où la source d'émission et le récepteur sont soit placés à la surface soit dans un forage. La perturbation émise se fait par explosion, ou le plus souvent par l'intermédiaire d'un marteau coulissant.

À cet effet, les mesures des ondes sont effectuées à différents niveaux de profondeur, typiquement tous les mètres ou tous les deux ou trois mètres, afin d'obtenir un profil des vitesses des ondes de compression V_p et de cisaillement V_s en fonction de la profondeur. Les paramètres géodynamiques sont ensuite calculés en utilisant les relations suivantes :

- Les vitesses de propagation des ondes de compression V_P et de cisaillement V_S :

$$V_{P,S} = \frac{L}{\Delta t} \quad (1.5)$$

- Le coefficient de Poisson (ν)

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (1.6)$$

- Le Module d'Young, exprimé en MPa

$$E_{\max} = 2(1 + \nu)G_{\max} = 2(1 + \nu)\rho V_s^2 \quad (1.7)$$

- Le module de cisaillement G calculé à partir de la vitesse de propagation d'ondes :

$$G_{\max} = \rho V_s$$

(1.8)

Avec :

L : longueur de propagation des ondes ;

Δt : temps de propagation des ondes ;

ρ : masse volumique de l'éprouvette ou du sol.

a) Essai cross-hole

Le principe de l'essai Crosse-Hole est de mesurer le temps de propagation des ondes sismique, de manière à accéder aux caractéristiques du massif à une profondeur donnée, par l'analyse des signaux transmis entre Forages (deux ou trois Forages). Pour ce faire, une source générant des ondes de cisaillement de forte énergie, à propagation horizontale et à polarisation verticale, est placée dans un forage à une profondeur déterminée.

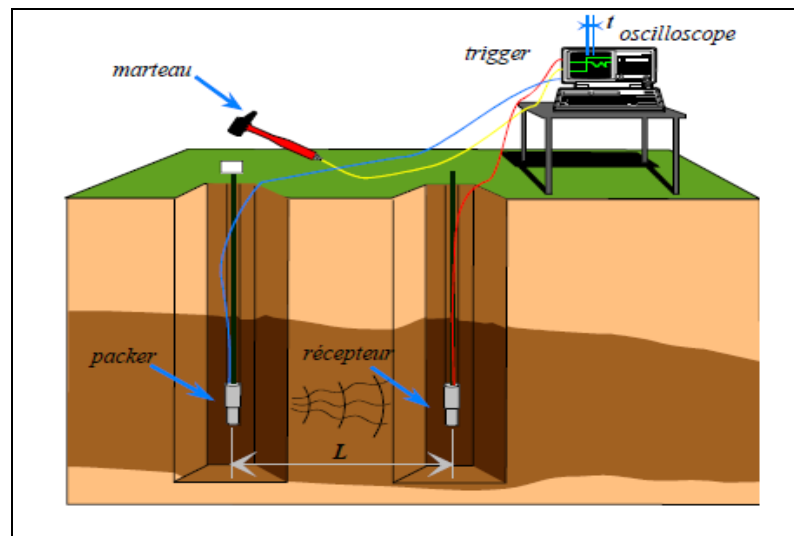


Figure 1.8: Principe de l'essai cross-hole

L'essai consiste à appliquer une source sismique (émetteur), disposée dans le forage, en frappant alternativement vers le haut et vers le bas, de manière à obtenir une onde (S) polarisée vers le haut puis vers le bas en même temps qu'une autre onde non polarisée (P), dans le but de déterminer la différence de temps de parcours de l'onde, rapportée à la distance entre les forages, conduit à la vitesse de l'onde [15].

b) Essai down-hole

Dans l'essai down-hole, la mesure des vitesses de propagation des ondes est faite le long d'un forage.

- Mode opératoire

L'émission du signal est générée en surface du sol, par l'application d'une perturbation en un point du site qui donne la naissance à des ondes dont on mesure le

temps de propagation jusqu'à un autre point du milieu dont la distance à la source est connue. On réalise la mesure entre des sondes de réception, équipées de trois géophones orientés dans les trois directions (un verticale et deux horizontales disposés à 90^0 l'un de l'autre) placées dans des autres forages voisin à la même profondeur.

Il s'agit alors de procéder à l'émission avec une source d'énergie qui donne la naissance à une forte proportion d'ondes de cisaillement (figure 1.9).

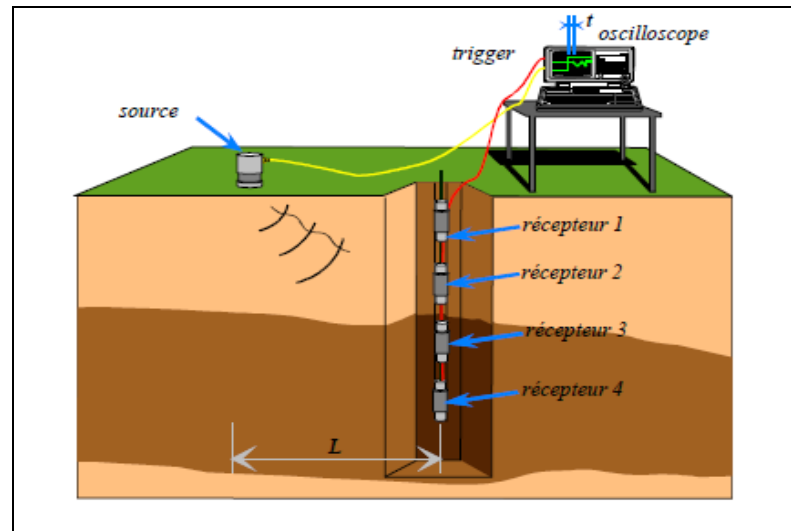


Figure 1.9 Principe de l'essai down-hole

- Caractéristique obtenues à partir de down-hole

Pour obtenir les caractéristiques déduites à partir de l'essai down hole, tel que la vitesse des ondes P et S, on détermine pour chaque trace le temps d'arrivée de ces deux types d'onde.

On doit d'abord reconstruire un enregistrement pour toute la longueur du forage, comme s'il s'agissait d'un seul enregistrement à plusieurs canaux. En lisant le signal obtenu pour chaque canal et pour chaque enregistrement et en construisant un enregistrement composite qui montre l'ensemble des enregistrements d'un même canal en fonction de la profondeur de mesure.

A partir de ces mesures, on construit une dromochronique (graphique du temps de parcours en fonction de la distance) pour l'onde P puis pour l'onde S. La vitesse de propagation est ensuite obtenue en mesurant l'inverse de la pente de chacun des segments de droite de la dromochronique [20].

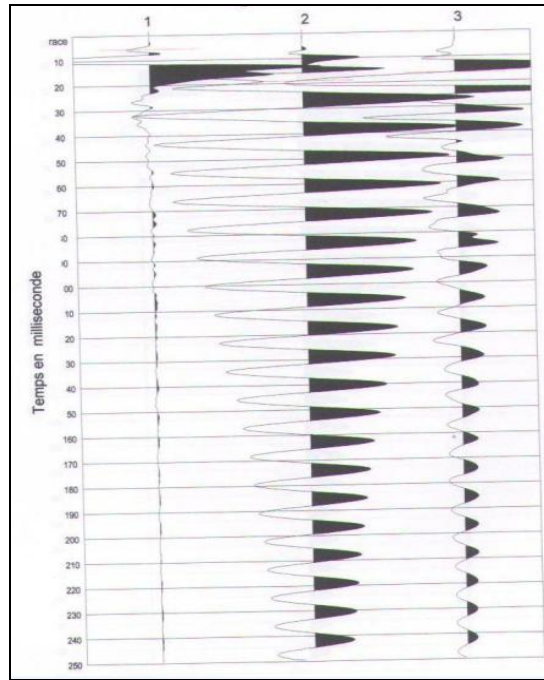


Figure 1.10: Enregistrement composite typique de l'essai down hole

c) Essai up-hole

Similaire à l'essai down hole, l'essai up-hole est une diagraphie sismique qui permet de déterminer les vitesses sismiques V_p et V_s , et d'analyser les signaux transmis par une source active au fond du forage émetteur à une profondeur donnée (figure 1.11).

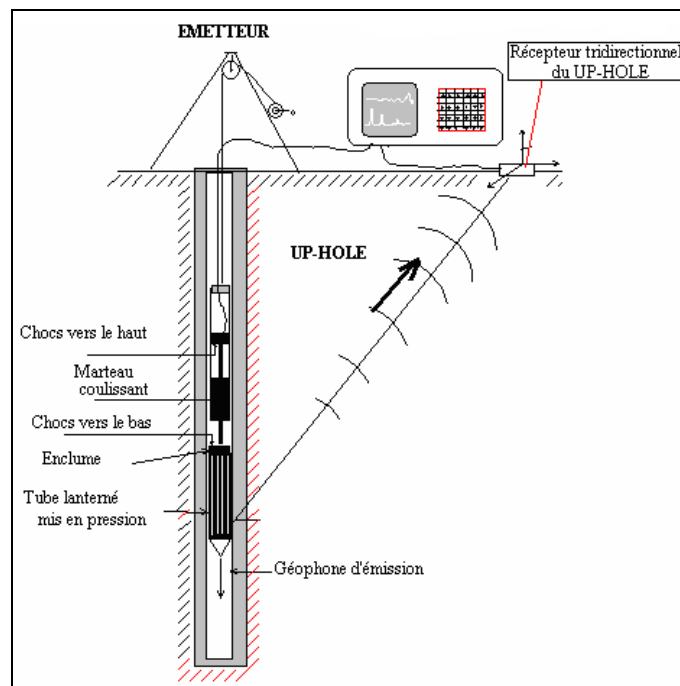


Figure 1.11: Principe de l'essai Up-hole

1.2.3 Essais in-situ

Les essais in-situ deviennent de plus en plus courants dans la plupart des travaux réalisés pour obtenir les différentes caractéristiques du sol sur place.

Nous allons présenter dans ce qui suit, le principe de quelques types d'essais in-situ comme l'essai de pénétration statique CPT et l'essai de pénétration dynamique DPT.

1.2.3.1 Essai de pénétration statique (CPT)

Le pénétromètre statique (CTP pour cone penetration test) est considéré depuis plusieurs dizaines années comme un outil puissant pour la détermination en place des caractéristiques de résistance des sols fins.

Ce type d'essai a un équipement standard utilisé durant les phases initiales des études géotechniques afin de fournir des informations sur la nature des problèmes à résoudre et l'organisation ultérieure de la reconnaissance géotechnique [12].

L'appareil d'essai se compose d'une sonde insérée dans le sol à une vitesse constante, constituée d'une pointe pénétrométrique, d'une section normalisée de 10 cm² (diamètre 36mm). La pointe est la partie la plus importante et elle se compose de :

- Tige de garde ;
- cône en pointe ;
- manchon de frottement situé au dessus du cône d'une superficie latérale de 150cm².

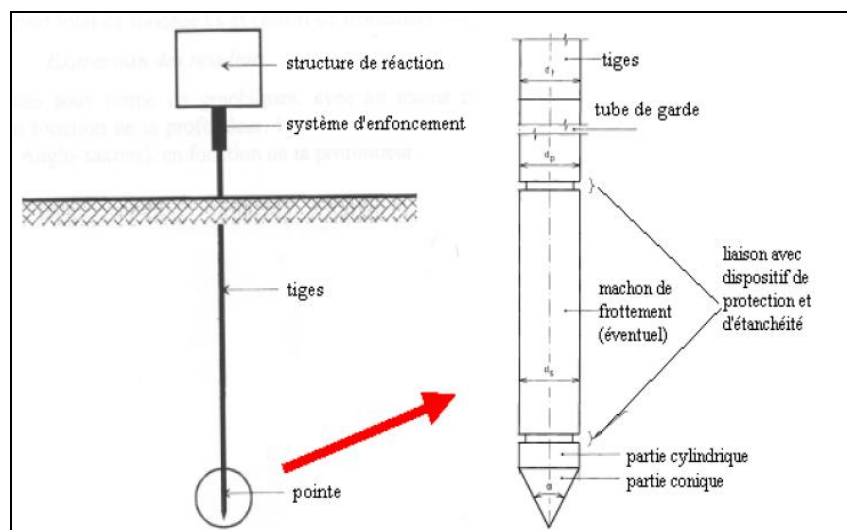


Figure 1.12: Principe de l'essai de pénétration statique CPT

- Principe de l'essai de pénétration statique

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif approprié permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée.

On distingue deux types de pénétromètres :

- Les pénétromètres à cône mobile, dans lesquels, le cône peut se déplacer librement par rapport aux autres éléments de la pointe ;
- Les pénétromètres à cône fixe, dans lesquels, le cône n'a qu'un mouvement relatif très faible par rapport aux autres éléments de la pointe.

- Caractéristiques obtenues à partir de l'essai CPT

Les résultats sont présentés sous forme de graphique appelé pénétrogramme donnant la variation de la résistance au cône (q_c) appelée couramment résistance de pointe et le frottement latéral mesuré par le manchon (f_c) en fonction de la profondeur. Ces résultats aident à :

- La classification des sols ;
- L'estimation de certains paramètres du sol notamment la densité relative des sables et de voir leur état (lâche ou dense) et la résistance au cisaillement des argiles ;
- L'étude et l'estimation du risque de liquéfaction des sols sableux ;
- Le calcul de la capacité des pieux battus dans les sols ;
- L'apprécier de la succession des différentes couches de terrain ;
- L'homogénéité d'une couche ou la présence des anomalies.

En tant qu'outil de reconnaissance et de dimensionnement géotechnique, l'essai pénétrométrique devient très populaire et plus utilisé sur la base des paramètres mesurés puisqu'il offre la possibilité d'aborder l'identification des sols en termes de nature, à cause de la rapidité de leur exécution.

1.2.3.2 Essai de pénétration dynamique (DPT)

L'essai de pénétration dynamique des sols a pour but la mesure de la résistance des couches traversées au battage d'une pointe. Cet essai est dans la pratique d'une grande importance car il permet de se faire rapidement une idée assez claire sur la résistance des sols et leur sa portance dans leur état naturel [8].

Deux types de pénétromètres dynamiques ont été normalisés. Ces deux types de permettent d'apprécier la succession et l'homogénéité de différentes couches de terrain.

- Principe de l'essai de pénétration dynamique (type A)

L'essai de pénétration dynamique-type A consiste à enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tiges muni, en partie inférieure, d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi de sondage et les tiges (figure 1.13) et à noter le nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10 cm [16].

Pour réaliser l'essai de pénétration dynamique d'un sol, il est pratique de procéder par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre d'une hauteur constante (20 cm par exemple), par tranches identiques d'enfoncement.

L'appareil étant disposé bien verticalement, on laisse tomber la charge de 75 Kg d'une hauteur constante, en comptant pour chaque tranche d'enfoncement le nombre de chutes effectuées.

La résistance dynamique de pointe à la pénétration (q_d) sous l'action du choc du mouton est donnée par l'expression suivante (formule des Hollandais) :

$$q_d = \left[\frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \cdot \frac{m}{m + m'} \right] \quad (1.9)$$

Avec :

m : masse du mouton ;

g : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute libre du mouton ;

A : aire de la section droite de la pointe ;

e : enfoncement par coup ;

m' : masse cumulée, de l'enclume, des tiges, de la pointe.

Les résultats de cet essai sont présentés sous forme de graphiques, avec la courbe de la résistance à la pénétration dynamique en fonction de la profondeur.

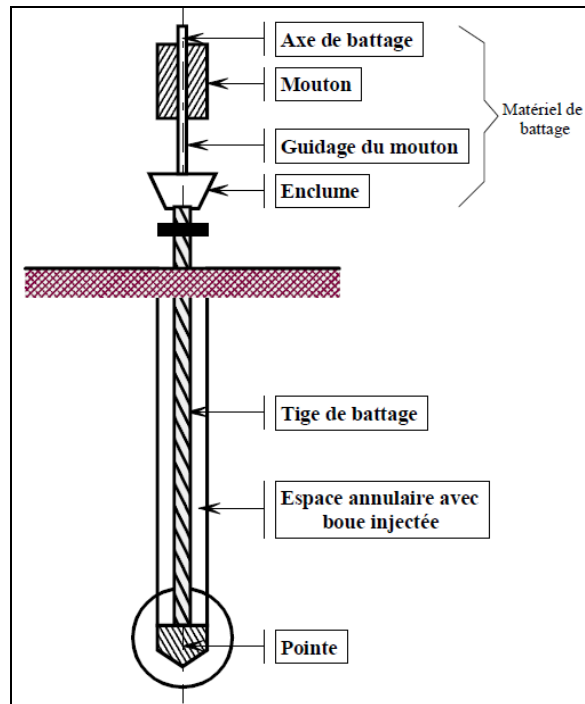


Figure 1.13: Principe de l'essai de pénétration dynamique DPT – type A -

- Principe de l'essai de pénétration dynamique (type B)

L'essai de pénétration dynamique, type B, consiste à enfoncer dans le sol par battage de manière continue un train de tiges muni en partie inférieure d'une pointe débordante et à noter le nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 20 cm, tout en vérifiant l'importance des efforts de frottement éventuels sur le train de tiges [16].

L'appareillage de cet essai compose d'un dispositif de battage, d'un train de tiges muni d'une pointe débordante, d'un système de détection des efforts de frottement et d'un dispositif de mesures (figure 1.14).

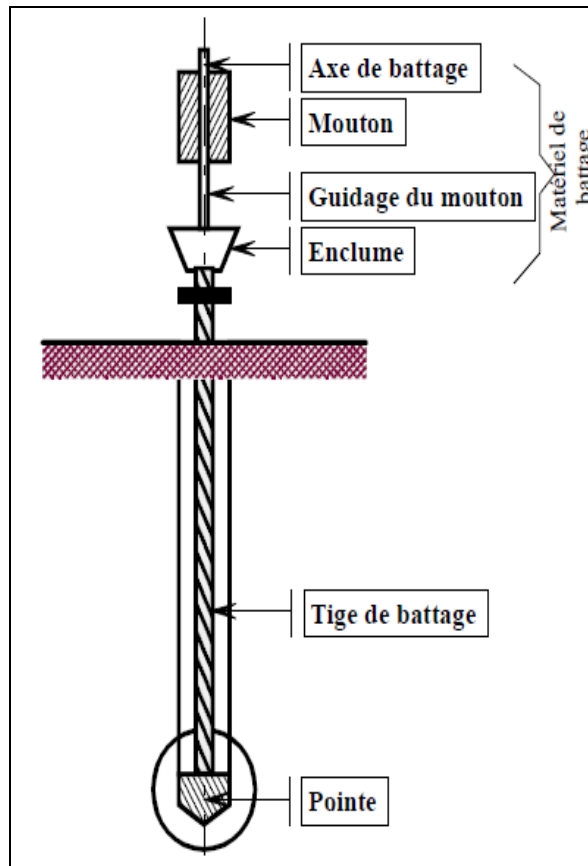


Figure 1.14: Principe de l'essai de pénétration dynamique DPT – type B-

1.3 Tassement des fondations superficielles

Les sols, comme tous les autres matériaux, se déforment lorsqu'on leur applique une charge. Conformément aux principes généraux de la mécanique des sols, le phénomène de tassement sous l'action des charges que lui transmettent les fondations ont été connus de tout temps. Ces déformations correspondent à des diminutions d'épaisseurs des couches soumises à l'effort de compression imposé.

Le tassement est un phénomène d'interaction sol/fondation qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises, soit à cause de l'action du sol sur la fondation [6].

Composantes du tassement des fondations superficielles

Le phénomène du tassement de la fondation est en général la résultante des trois composantes :

- Tassement instantané (s_i) ;
- Tassement de consolidation primaire (s_c) ;
- Tassement de consolidation secondaire (s_f).

$$s = s_i + s_c + s_f \quad (1.10)$$

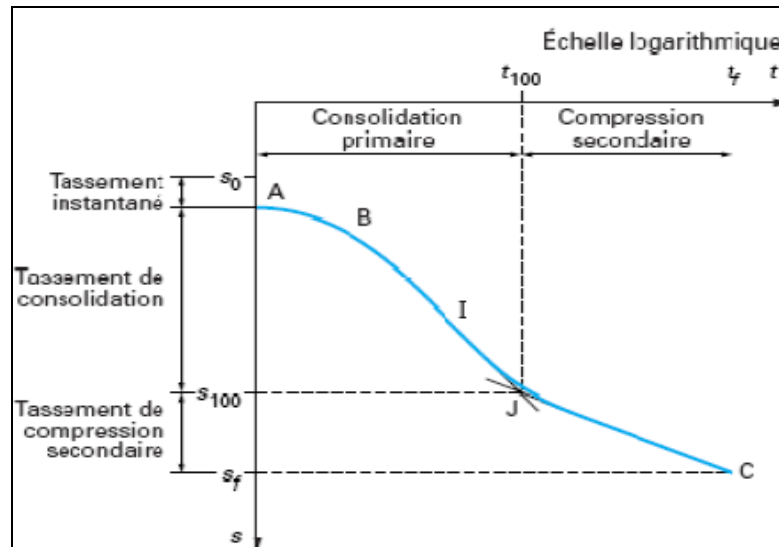


Figure 1.15: Courbe générale de tassement d'un sol quelconque

1.3.1.1 Tassement instantané

Ce tassement est appelé aussi tassement initial ou compression élastique. Dans les milieux saturés, on peut admettre que ce tassement se produit à volume constant, il correspondant à un premier réarrangement des grains du sol et à la disparition des vides remplis d'air, jusqu'à saturation du sol, lorsque l'eau occupe la totalité des vides.

1.3.1.2 Tassement de consolidation primaire

Une fois le tassement instantané terminé, la surcharge est transmise instantanément à l'eau interstitielle, ce qui implique une augmentation de la pression interstitielle.

Cette pression locale dans l'eau provoque naturellement une expulsion de cette dernière vers des zones de plus basse pression : c'est la consolidation.

La consolidation est donc la réduction graduelle du volume d'un sol complètement saturé, à faible perméabilité, due au drainage de l'eau dans les pores. Cette action se produit jusqu'à ce que l'excès de pression interstitielle (ΔU) dans les pores dû à une augmentation des contraintes totales ($\Delta \sigma$), ait été complètement dissipé.

1.3.1.3 Tassement de consolidation secondaire

Ce phénomène se manifeste une fois la consolidation primaire achevée. Ce tassement est principalement dû à l'arrangement graduel des particules de sol pour une configuration plus stable et à des modifications viscoélastiques des couches d'eau adsorbée. Donc le tassement secondaire, qui dépend du temps, se produit à contrainte effective constante sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles.

1.3.2 Calcul du tassement des fondations superficielles

Toutefois, la maîtrise des essais et des méthodes de calcul doit être complétée par quelques connaissances sur les événements existants, sur les ordres de grandeur et sur les relations des calculs de tassements et de stabilité.

Il existe trois classes de méthodes de calcul pour les tassements des massifs de sols :

- Les calculs à partir des essais de laboratoire (essai œdométrique) : généralement appliqués pour les sols argileux saturés et compressibles ;
- Les calculs à partir des essais in-situ (pressiomètre, pénétromètre, SPT...) : utilisés notamment pour les sols grenus (sables et graves).
- Les calculs en élasticité ou élastoplasticité : mis en œuvre par la méthode des éléments finis [11].

1.3.2.1 Calcul du tassement à partir des essais de laboratoire (œdomètre)

Le cas le plus simple pour l'étude de la déformation des sols est celui où le massif de sol a une surface horizontale où la charge appliquée à la surface est une pression uniforme où le sol ne peut se déplacer que verticalement. À cet effet, on peut reproduire en

laboratoire le comportement du sol sous les charges qui lui sont appliquées à l'aide d'un essai appelé : oedométrique.

Cet essai a pour objet la détermination des propriétés de consolidation des sols où les principales grandeurs pouvant être déduites sur des échantillons sont : le module oedométrique et les tassements.

- Évaluation du tassement de consolidation primaire (méthode d'intégration par tranches)

La méthode d'intégration du tassement par tranches est utilisée en découpant le sol de fondation en tranches horizontales, chacune faisant l'objet d'un calcul de tassement. Le principal avantage de cette méthode est qu'elle permet de faire une analyse non linéaire du tassement en fonction des contraintes.

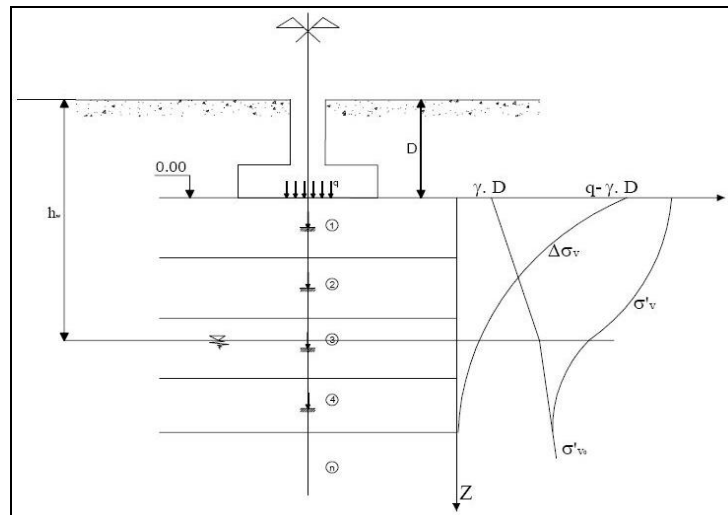


Figure 1.16: Schéma de découpage du sol en des tranches

La procédure pour calculer le tassement de consolidation selon cette méthode est comme suit [6]:

- Découper le sol en N tranches suffisamment minces telles que la contrainte effective σ'_{v0} varie linéairement au sein de la tranche. Ainsi la valeur de la contrainte au milieu de la tranche sera la valeur moyenne représentative de σ_v dans toute la tranche.

- b) Le découpage continue jusqu'à ce que σ'_{v0} devient négligeable dans un massif semi-infini, ou jusqu'à la base du sol étudié dans le cas d'un sol d'épaisseur finie.
- c) Calculer l'augmentation de la contrainte $\Delta\sigma_v$ au centre de la tranche i à l'aide des méthodes d'élasticité [6].
- d) Calculer la contrainte effective $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$;

f) Calculer le tassement $S(i)$ de la tranche i sous $\sigma_v(i)$. Le calcul du tassement base essentiellement sur l'utilisation de la courbe de compressibilité qui sert à déterminer les différents types de sol selon leur compressibilité. Donc, le calcul du tassement diffère selon que (σ'_v) est supérieure ou inférieure à (σ_c) :

- Cas $(\sigma'_v > \sigma'_c)$

$$S_C^{Oed}(i) = \frac{H_i}{1 + e_0} \cdot (C_s \cdot \text{Log} \frac{\sigma_c}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_v}{\sigma_c}) \quad (1.11)$$

- Cas $(\sigma'_v < \sigma'_c)$

$$S_C^{Oed}(i) = \frac{H_i}{1 + e_0} \cdot (C_s \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}) \quad (1.12)$$

Avec :

H_i : épaisseur de la tranche du sol (i).

- f) Calculer le tassement total en sommant ceux des tranches 1 à N :

$$S_C^{Oed} = S_{i1} + \dots + S_{iN} \quad (1.13)$$

- Correction de tassement de consolidation primaire

Le tassement obtenu correspond à des déformations latérales nulles. On procède alors à une correction pour tenir compte de la possibilité de déformations latérales accompagnant le tassement, comme il sera vu ci après, conformément à l'équation [4] :

$$s_s = \mu \cdot s_s^{Oed} = [\alpha \cdot (1 - A) + A] \cdot s_s^{Oed} \quad (1.14)$$

A : Coefficient de pression interstitielle (coefficient de Skempton), à mesurer à partir d'un essai triaxial non drainé avec mesure de pression interstitielle.

α : Coefficient déduit de la théorie d'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche du sol.

- Evaluation du tassement de consolidation secondaire

Après la dissipation des pressions interstitielles générées par l'application d'une charge sur un échantillon oedométrique, le sol continue à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle la consolidation secondaire. Elle est principalement due à l'arrangement des particules de sol pour une configuration plus stable des couches d'eau adsorbée.

Le tassement secondaire, qui dépend du temps, se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles, il constitue une partie importante du tassement total.

1.3.2.2 Calcul du tassement à partir des essais in-situ

- Calcul du tassement à partir de l'essai de pénétration dynamique DPT [6]

Le principe de cet essai est d'estimer par corrélation le module de déformation oedométrique E_{Oed} à partir du nombre de coups N_d , et calculer par la suite le tassement S d'une tranche d'épaisseur H , soumise à une augmentation de contrainte effective $\Delta\sigma'_v$ comme suit :

$$s = H \cdot \frac{\Delta\sigma'_v}{E_{Oed}} \quad (1.15)$$

La formule du module oedométrique E_{Oed} lors d'un comportement non linéaire du sol est comme suit :

$$E_{Oed} = m \cdot P_a \left[\frac{\sigma'_{v0} + 0,5 \cdot \Delta\sigma'_v}{P_a} \right]^n \quad (1.16)$$

Avec :

P_a : Pression atmosphérique ($P_a = 100\text{kPa}$) ;

m : coefficient quantifiant la raideur du sol en fonction de N_d .

- Calcul du tassement à partir de l'essai de pénétration statique CPT

L'utilisation croissante de l'essai au pénétromètre statique au niveau de la reconnaissance est justifiée par des raisons économiques et de délai.

L'essai CPT permet une estimation pratique des tassements du sol pulvérulents, une analyse fiable de la variabilité spatiale de la résistance du sol, ainsi que l'identification des couches.

- a. Corrélation existant entre l'essai de pénétration statique et le module de déformation

La déformabilité des sols est souvent liée à leur résistance. Depuis longtemps, les recherches ont essayé de relier, soit théoriquement, soit statistiquement, la résistance de pointe aux modules de déformation usuels (oedométrique, pressiométrique, ou élastique d'Young). Le module oedométrique E_{oed} est lié à la résistance de l'enfoncement du cône q_c par une relation de type :

$$E_{\text{oed}} = \frac{q_c}{\lambda} \quad (1.17)$$

Le tableau 1.1 synthétise la corrélation entre la résistance en pointe q_c (MPa) et les modules de déformation, déterminés à partir des essais oedométrique E_{oed} réalisés par différents chercheurs [13].

Tableau 1.1 : Corrélation de la résistance en pointe et le module oedométrique [13]

Sols	sables	Sables argileux	Argiles des Flandres	Argiles compactes	Argiles molles	Limons argileux	limons	tourbes	marnes
Sanglerat	$\lambda=1,5$	$2 < \lambda < 5$ $1,5 < q_c < 3$	-	$2 < \lambda < 5$ $1,5 < q_c < 3$	$5 < \lambda < 10$ $q_c < 1$	-	$1 < \lambda < 2$	$0,4 < \lambda < 1$	$2 < \lambda < 6$
Bachelier et Parez	$1 < \lambda < 2$	$2 < \lambda < 4$	$\lambda=7$	$3 < \lambda < 5$	-	$2,5 < \lambda < 4$	-	$0,7 < \lambda < 0,8$	$3 < \lambda < 5$
Barata	-	-	-	$\lambda=4,4$	-	$\lambda=2,4$	-	-	-

b. Méthode de calcul du tassement à partir de l'essai CPT (méthode de Schmertmann) [6]

La méthode de Schmertmann (1978) calcule la déformation verticale du sol sous une fondation superficielle en fonction d'un facteur d'influence I_z et à partir des données de l'essai de pénétration statique (CPT).

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma_v}{E} \cdot I_z \quad (1.18)$$

$$I_z = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{vp}}} \quad (1.19)$$

Avec :

$\Delta\sigma_v$: L'augmentation de la contrainte due à une pression q ;

E : Module de déformation de sol à la profondeur étudiée;

σ_{vp} : Contrainte verticale effective due au poids des terres à la profondeur de la déformation maximale.

Le tassement d'une fondation s'obtient par l'intégration de la déformation le long d'une zone utile dont la profondeur est h par rapport à la base de la fondation :

$$s = \int_0^h \varepsilon_z \cdot dz = \int_0^h \frac{\Delta\sigma_v \cdot I_z}{E} \cdot dz \quad (1.20)$$

Cette méthode propose un calcul simple du tassement des fondations dans les sols pulvérulents multicouches.

1.4 Calcul du tassement dans un sol multicouche

1.4.1 méthode de Steinbrenner (1934)

Les déformations verticales en un point d'un massif sont déduites et calculées à partir d'une surcharge ($\Delta\sigma_v$), dans le cas du calcul du tassement sous déformations tridimensionnelles.

La méthode de Steinbrenner consiste à calculer le tassement instantané d'une fondation superficielle rectangulaire de dimensions (LxB) dans les sols multicouches.

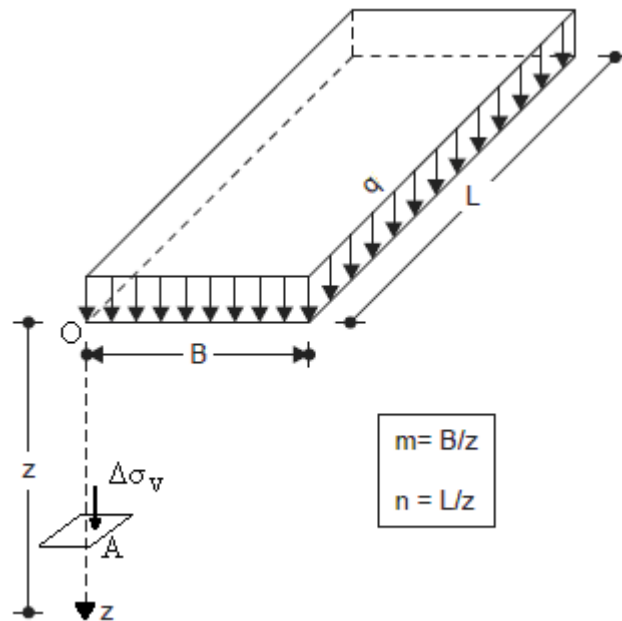


Figure 1.17: Charge rectangulaire en surface d'un massif infiniment épais

- Principes de la méthode de Steinbrenner (1934)

L'hypothèse principale de cette méthode est que la distribution de la surcharge $\Delta\sigma_v(z)$ est identique à celle de Boussineq dans un sol homogène.

Pour le calcul du tassement, Steinbrenner traite initialement cas d'un sol monocouche reposant sur un substratum [17] :

$$s_b^i = \frac{q \cdot B}{E} I_z \quad (1.21)$$

$$I_z = (1 - \nu^2) \cdot F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) \cdot F_2 \quad (1.22)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \cdot m \cdot \text{Ln} \left[\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{m^2 + n^2}}{m \cdot (1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right] + \frac{1}{\pi} \cdot \text{Ln} \left[\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + n^2}}{(1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right] \quad (1.23)$$

$$F_2 = \frac{n}{2 \cdot \pi} \cdot \text{arctg} \left[\frac{m}{n \cdot \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right] = \frac{n}{2 \cdot \pi} \cdot \text{arc sin} \left[\frac{m}{\sqrt{m^2 + n^2} \cdot \sqrt{1 + n^2}} \right] \quad (1.24)$$

Avec :

q : Surcharge verticale appliquée à la fondation ;

I_z : Coefficient d'influence de la surcharge q ;

$m = L/B$: Elancement horizontal de la fondation ;

$n = Z/B$: Profondeur relative du point étudié.

Le tassement au centre d'une fondation rectangulaire est la somme des tassements des quatre sous rectangles, donc :

$$s_C^i = 4.s_b^i \quad (1.25)$$

Avec :

$$I_z = f\left(n = \frac{2.Z}{B}, m = \frac{L}{B}\right)$$

En cas d'un sol multicouche, Steinbrenner propose de calculer le tassement en surface au coin du rectangle par la formule suivante :

$$s_b^i = q.B \cdot \left[\sum_{k=1}^{N-1} \frac{I_{k+1}^z - I_k^z}{E_k} + \frac{I_N^z}{E_N} \right] \quad (1.26)$$

Avec :

E_k, ν_k : Caractéristiques élastiques de la couche K ;

I_k^p : Facteur d'influence dépendant de ν_k et Z_k ;

Z_k : Profondeur du toit de la couche K par rapport à la surface du sol.

1.4.2 Méthode de Vesic (1963)

La méthode de Vesic consiste à calculer le tassement instantané d'une fondation superficielle circulaire de diamètre (R) dans les sols multicouches.

Vesic suit les mêmes étapes de calcul du tassement semblables à ceux du Steinbrenner sous une fondation de forme circulaire d'une charge uniformément répartie.

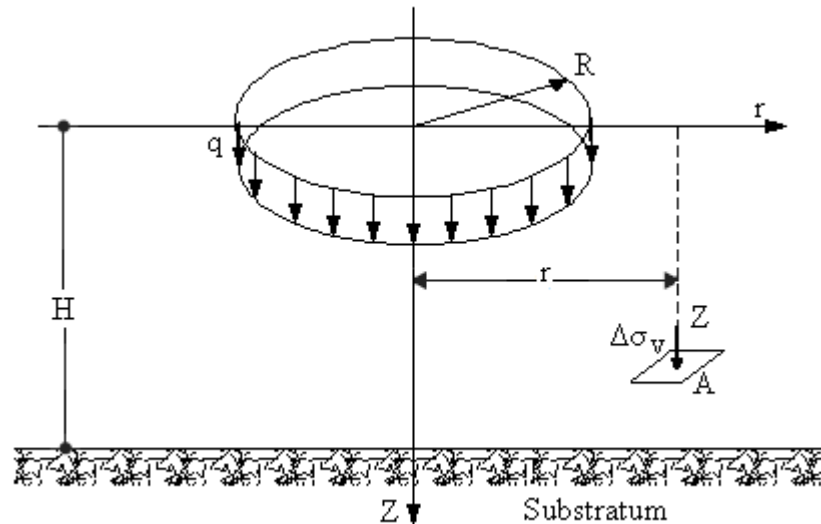


Figure 1.18: Surcharge circulaire en surface du sol

- Principes de la méthode de Vesic (1963)

Vesic a proposé une équation simple pour calculer le tassement d'une fondation de forme circulaire (rigide ou souple) sous le même principe utilisé pour le calcul de tassement suivant la méthode de Steinbrenner.

$$s^i = 2.R.q.\sum_{K=1}^N \frac{(1-\nu_K^2)}{E_K} \cdot (I_z^K - I_z^{K-1}) \quad (1.27)$$

I_z^K : dépend de (ν_K) et de $(\frac{Z_K}{R})$;

Tel que : Z_K est la distance de pied de la couche K à la surface du sol.

1.5 Conclusion

Ce chapitre, consacré à une étude bibliographique, souligne l'importance du calcul du tassement des sols sous l'action du chargement des fondations, à partir des essais menés en laboratoire ou sur place.

Dans un premier temps, une brève présentation des essais de laboratoire les plus classiques comme l'essai œdométrique, puis une présentation des essais géophysiques permettant la mesure du module de cisaillement G déduit de la célérité V_s , ensuite on ce présenté le principe de quelques essais in situ comme l'essai de pénétration statique CPT et l'essai de pénétration dynamique DPT.

Aussi, on a été intéressés dans ce chapitre à étudier l'évaluation du tassement des fondations superficielles, en laboratoire et sur place.

Enfin, on a essayé de déterminer le principe des méthodes de calcul du tassement dans les sols multicouches suivant la méthode de Steinbrener pour des fondations de forme rectangulaire, et la méthode de Vesic pour des fondations de forme circulaire.

Dans les chapitres suivants, on va essayer de trouver des relations existant entre le module de déformation du sol avec les différents paramètres des essais étudiés.

CHAPITRE 2

CALCUL DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS A PARTIR DES ESSAIS GEOPHYSIQUES DE FORAGE

3.1 Introduction

La célérité V_s des ondes de cisaillement est généralement mesurée in situ grâce à des méthodes d'essais géophysiques. Ces méthodes présentent des avantages indéniables par rapport aux autres essais géotechniques, en l'occurrence la rapidité et l'applicabilité de l'essai à tous les types de sols.

Contrairement aux autres essais, il n'existe paradoxalement pas de méthodes pour l'estimation du tassement des fondations à la base des essais géophysiques « Down Hole », bien que ces essais permettent d'estimer le module de déformation, intervenant dans le calcul du tassement avec l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du sol.

Notre objectif dans ce chapitre est de suggérer une approche de calcul du tassement des fondations superficielles à partir des essais géophysiques, à savoir l'essai down-hole. La méthode d'analyse est basée sur la collecte des données dans le but de déterminer des différentes corrélations entre les paramètres de calcul du tassement.

3.2 Détermination de la base des données

2.2.1 Méthodologie de travail de la base de données

Les informations géotechniques sur lesquelles nous allons travailler, ont porté par la collection d'une série des rapports géotechniques établis par des laboratoires de géotechnique sur différents sites en Algérie.

L'idée consiste à développer une corrélation entre le module oedométrique initial (E_{Oed}) et le module de cisaillement (E_G), ce dernier étant déduit de la célérité (V_s) mesurée à partir de l'essai de forage.

Cette corrélation permet d'aboutir à un outil de calcul du tassement de consolidation primaire dans les sols fins saturés, selon une méthode d'intégration par tranches.

Chaque site étudié dans une base de données exige la présence au moins d'un sondage carotté, dans le but de faire une corrélation entre les paramètres de l'essai oedométrique (E_{Oed}, σ_c) et le module de cisaillement (G) obtenu à partir de l'essai de forage.

Au total, 10 rapports d'étude géotechnique de différents sites, la majorité étant situé dans le nord de l'Algérie et plus précisément dans les wilayas suivantes : Alger, Blida, Boumerdes et Tipaza. (Voir annexe n° 01).

Ces rapports ont été utilisés pour analyser les caractéristiques de 20 sondages carottés. Sur l'ensemble des sondages, on a analysé 40 échantillons à des profondeurs qui varient entre 0 et 20 m, dont le but de déterminer les différents paramètres de sol fin saturé.

Les propriétés initiales ont montré que les échantillons étaient pratiquement saturés atteignant un degré de saturation compris entre 90% et 100 %.

Notre travail consiste à déterminer une base de données regroupent toutes les informations données par les essais étudiés, suivant une méthodologie qui se décompose en cinq étapes majeures :

1. Reconnaissance des sols ;
2. Détermination des données oedométriques ;

3. Établissement de la Courbe de chargement oedométrique ;
4. Détermination du module œdométrique sécant ;
5. Détermination des paramètres mécaniques à partir de l'essai forage.

La récapitulation de la base de données sera représentée sous forme des fiches synthétiques en annexe 01.

1. Reconnaissance des sols

L'analyse des données obtenues au laboratoire confirme la classification du sol et l'identification de son état physique.

Parmi les essais de laboratoire utilisés pour cette étude, on citera : les essais d'identification et les essais mécaniques.

- Les essais d'identification

Ces essais nécessitent évidemment un prélèvement d'échantillons à partir d'un forage ou d'une excavation sur des différentes profondeurs de sols pour la détermination des caractéristiques physiques comme :

- Les limites d'Atterberg de plasticité (w_p) et de liquidité (w_l) ;
- La granulométrie des particules,
- La teneur en eau (w) et de degré de saturation (S_r) ;
- Les poids spécifiques ($\gamma_s, \gamma_d, \gamma'$),
- L'indice des vides (e) ...

Ces essais permettent de calculer la contrainte verticale (σ'_{v0}) induite par les charges dues au poids des terres.

- Les essais mécaniques (essai de compressibilité à l'oedomètre)

Parmi les essais mécaniques les plus utilisés, on cite l'essai oedométrique, qui permet de déterminer les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements des sols.

Les paramètres de cet essai ont été définis par une représentation de la variation des indices des vides (e) en fonction des contraintes appliquées ($\text{Log}\sigma$) sous une courbe de compressibilité oedométrique, suivant un système semi-logarithmique.

On peut tirer de cette courbe les paramètres suivants :

- La contrainte de préconsolidation (σ_c) ;
- Les coefficients de compression (C_c), de surconsolidation (C_s) et de gonflement (C_g) qui permettent de déterminer le tassement de consolidation ainsi que le gonflement du sol, au niveau de différentes profondeurs ;
- Le module oedométrique initiale E_{oed} .

2. Détermination des données oedométriques

Le but de cette étape est de construire une courbe de chargement $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$ à partir d'une courbe de compressibilité oedométrique ($e - \text{Log}\sigma'_v$).

On utilise la numérisation de l'image scannée d'une courbe oedométrique (figure 2.3) à l'aide de (GetData graph digitizer – version 2.24), logiciel de digitalisation des images, en précisant les différents points de la courbe ($e - \text{Log}\sigma'_v$), tel que l'axe des abscisses X correspond aux contraintes ($\text{Log}\sigma'_v$) et l'axe des ordonnées Y correspondent aux indices des vides (e).

- L'indice des vides est calculé pour chaque incrément de charge ($\Delta\sigma_v$):

$$\varepsilon_z(i) = \frac{s}{H} = \frac{\Delta e}{1+e} \quad (2.1)$$

Avec : $\Delta e = e - e_0$.

s : Tassement final de l'échantillon sous une contrainte σ_v après 24 heures.

H : Hauteur initiale de l'échantillon.

L'augmentation des contraintes appliquées correspond aux déformations verticales (ε_z) après le chargement donné, et est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma'_v = \sigma'_v - \sigma'_{v0} \quad (2.2)$$

3. Établissement de la Courbe de chargement oedométrique $\Delta\sigma_v = f(\varepsilon_z)$

La courbe de chargement $\Delta\sigma_v = f(\varepsilon_z)$ peut être ajustée par une fonction en utilisant la méthode des moindres carrés.

La courbe de chargement oedométrique a très souvent à une allure hyperbolique définie sous la forme suivante :

$$Y = \frac{X}{a + bX} \quad (2.3)$$

- les valeurs des (X) correspondent aux contraintes appliquées (ε_z);
- les valeurs des (Y) correspondent aux déformations ($\Delta\sigma'_v$).

Donc :

$$\Delta\sigma'_v = \frac{\varepsilon_z}{a + b \cdot \varepsilon_z} \quad (2.4)$$

D'après la courbe hyperbolique, on peut déterminer le module oedométrique (E_0) qui représente la pente initiale suivant l'équation $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$

$$E_0 = \frac{1}{a} \quad (2.5)$$

Pour cela, nous avons choisi HYPER (version 2.0), programme convenable basé sur la méthode des moindres carrés (figure 2.1), pour calculer la pente initiale de l'ajustement, correspond au module oedométrique initial (E_0) de chaque courbe oedométrique.

Afin de contrôler la qualité d'ajustement par moindres carrés, une valeur numérique du coefficient d'ajustement (R) doit être supérieure ou égale à 85%.

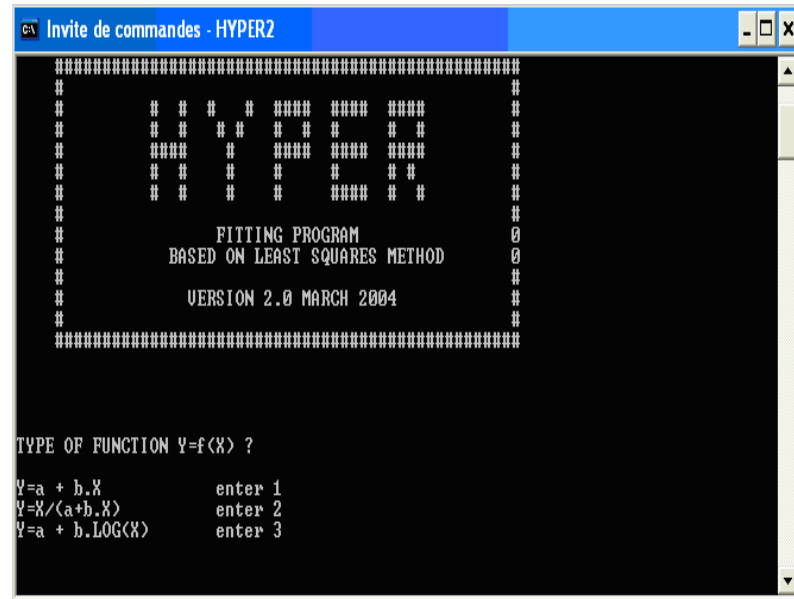


Figure 2.1 : Ajustement par l'utilitaire HYPER

4. Détermination du module œdométrique sécant

Le calcul du module œdométrique sécant ($E_{\text{œd}}$) est défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel déterminé pour chaque incrément de charge. Ce module est calculé par la formule suivante :

$$E_{\text{œd}} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\varepsilon_z} \quad (2.6)$$

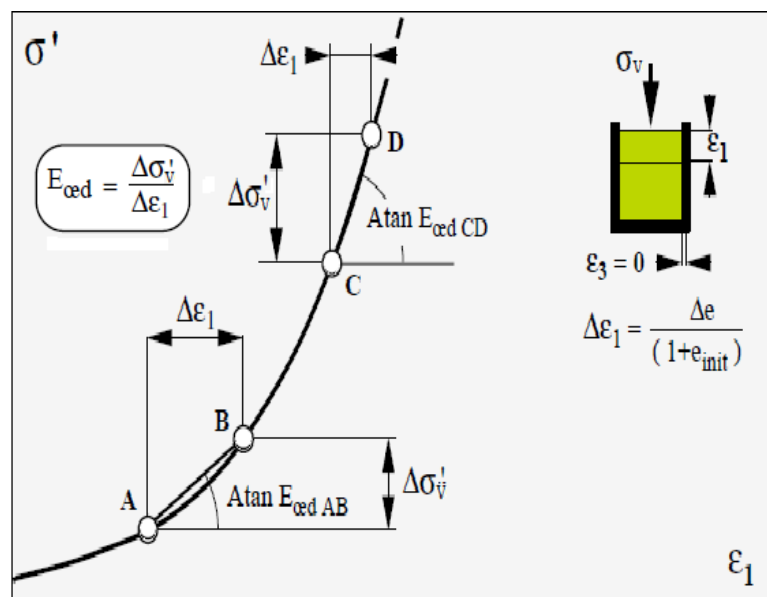


Figure 2.2 : Représentation des déformations et module de chargement œdométrique [18]

On trace pour chaque essai œdométrique une courbe liant le rapport $\left(\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0}\right)$ à la variation relative des contraintes $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ pour chaque site étudié, comme suit :

$$\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right) \quad (2.7)$$

5. Détermination des paramètres mécaniques à partir de l'essai de forage

Pour chaque profondeur plusieurs chocs ont été réalisés sur un madrier chargé. Ces chocs génèrent les ondes de cisaillements S et de compression P.

En connaissant la valeur de la célérité de propagation d'ondes S, on peut déduire la valeur du module de cisaillement G comme suit :

$$G = V_s^2 \cdot \rho \quad (2.8)$$

2.2.2 Analyse de la base des données

Le choix des données élaborées à partir de ces rapports a été fondé sur les critères suivants :

- les données des essais down-hole et de compressibilité œdométrique doivent être étudiées à la même profondeur pour chaque site.
- Les rapports utilisés ont été limités aux sols fins argileux seulement ;
- Toutes les mesures considérées sont prises au-dessus de la nappe phréatique ;
- Pour une meilleure étude statistique, il est nécessaire de prendre plus de 30 points de corrélation.

3.3 Application de la méthodologie proposée

Après avoir développé les différentes étapes de notre analyse, on va appliquer la méthodologie d'analyse à un seul cas d'étude.

1. Compagne de reconnaissance

Deux sondages carottés ont été réalisés sur notre site qui est situé à la wilaya de Boumérdes, a fin d'utiliser les échantillons pour identifier les paramètres de différents essais de laboratoire.

On se limite en première étape à présenter les résultats des essais sur les échantillons du sondage N° 01 (tableau 2.1).

Tableau 2.1 : Résultats d'essai au laboratoire sur un échantillon

N° du rapport		Sondage carotté n°: SC 01	
		N° d'échantillon:	
		1	2
07	Profondeur	4.00 ÷ 4,40	8,40 ÷ 8,80
	Epaisseur de la Couche	0,40	0,40
	ω (%)	16,00	12,00
	ω_l (%)	30,00	29,00
	I_p (%)	15,00	14,00
	S_r (%)	98,00	100,00
	γ_d (kN/m ³)	18,20	20,40
	γ_h (kN/m ³)	21,30	22,90
	γ_s (kN/m ³)	26,50	26,50
	γ' (kN/m ³)	11,11	12,84
	Symbole LCPC	A_p	A_p
	e_0	0,413	0,353
	σ_c (kPa)	224	217
	C_c	0,093	0,072
	C_g	0,022	0,034

2. Calcul de la contrainte (σ'_{v0}) et l'indice des vides (e_0)

Suivant les données du tableau 2.1, on va calculer la contrainte due au poids des terres (σ'_{v0}), pour déduire la valeur de l'indice des vides (e_0) correspondant à cette contrainte, à partir de la courbe de compressibilité oedométrique.

3. Détermination des données à partir de la digitalisation de la courbe oedométrique

La détermination de ces données, comme nous l'avons expliqué précédemment, va se baser sur la digitalisation d'une l'image scannée de la courbe oedométrique.

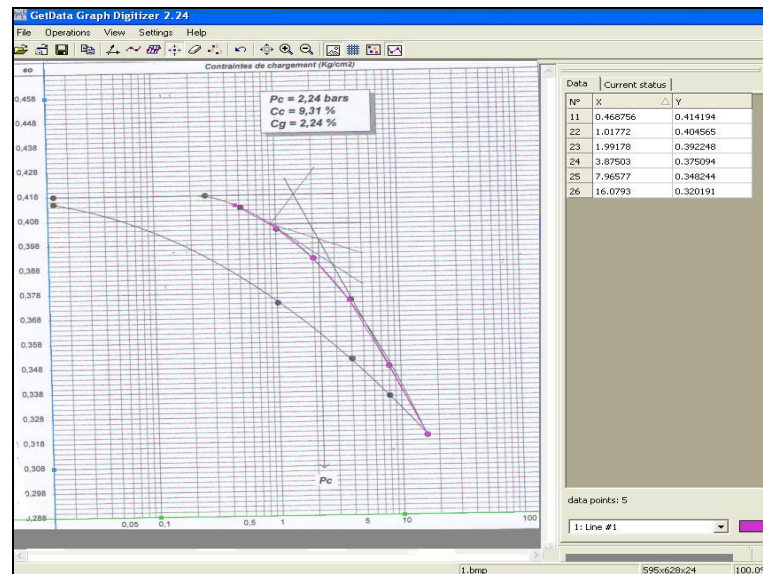


Figure 2.3 : Exemple de digitalisation d'une courbe oedométrique

Les résultats de cette digitalisation sont représentés au tableau (2.2) :

Tableau 2.2 : Résultats après digitalisation de la courbe oedométrique

Données Digitalisées - SC 01		
N° point	σ_v' (kPa)	e
1	46,87	0,4149
2	111,77	0,4045
3	199,17	0,3922
4	387,50	0,3750
5	796,57	0,3482
6	1607,93	0,3201

4. Calcul de la déformation oedométrique $\varepsilon_z (i)$

Dans cette partie, le calcul s'effectue par l'application de la formule (2.1) pour chaque incrément de charge ($\Delta\sigma_v$).

$$\bullet \quad \varepsilon_z(1) = -\frac{(e_1 - e_0)}{(1 + e_0)} = -\frac{(0,4045 - 0,4149)}{(1 + 0,4149)} = 0,73\%$$

$$\bullet \quad \varepsilon_z(2) = -\frac{(e_2 - e_0)}{(1 + e_0)} = -\frac{(0,3922 - 0,4149)}{(1 + 0,4149)} = 1,60\%$$

$$\bullet \quad \varepsilon_z(3) = -\frac{(e_3 - e_0)}{(1 + e_0)} = -\frac{(0,3750 - 0,4149)}{(1 + 0,4149)} = 2,81\%$$

$$\bullet \quad \varepsilon_z(4) = -\frac{(e_4 - e_0)}{(1 + e_0)} = -\frac{(0,3482 - 0,4149)}{(1 + 0,4149)} = 4,71\%$$

$$\bullet \quad \varepsilon_z(5) = -\frac{(e_5 - e_0)}{(1 + e_0)} = -\frac{(0,3201 - 0,4149)}{(1 + 0,4149)} = 6,70\%$$

5. Calcul de contraintes appliquées ($\Delta\sigma'_v$)

Le calcul de la contrainte appliquée de chaque incrément se fait par l'application de la formule (2.2) :

$$\bullet \quad \Delta\sigma'_v(1) = \sigma'_v(1) - \sigma_{v0} = 111,77 - 46,87 = 64,90\text{kPa}$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma'_v(2) = \sigma'_v(2) - \sigma_{v0} = 199,17 - 46,87 = 152,30\text{kPa}$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma'_v(3) = \sigma'_v(3) - \sigma_{v0} = 387,50 - 46,87 = 340,63\text{kPa}$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma'_v(4) = \sigma'_v(4) - \sigma_{v0} = 796,57 - 46,87 = 749,70\text{kPa}$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma'_v(5) = \sigma'_v(5) - \sigma_{v0} = 1607,93 - 46,87 = 1561,06\text{kPa}$$

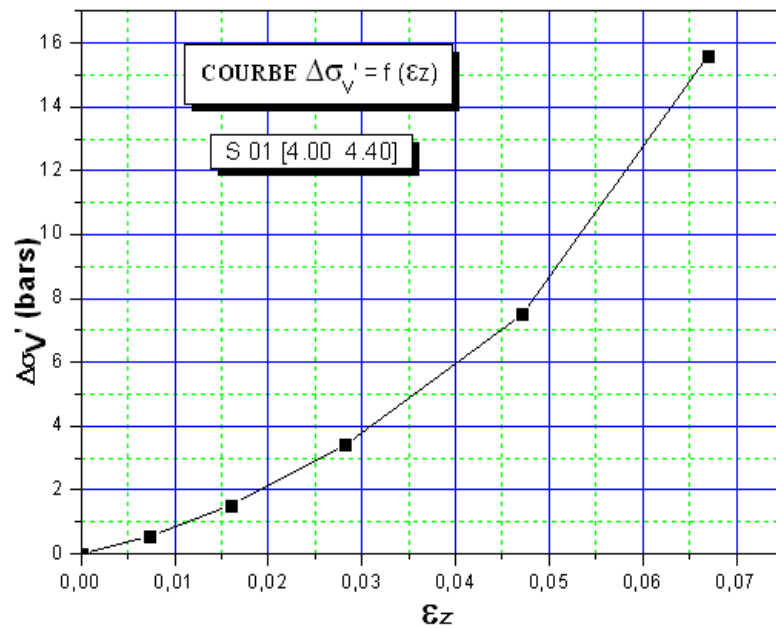
Les valeurs des déformations (ε_z) et des contraintes ($\Delta\sigma'_v$) sont regroupées dans le tableau (2.3) :

Tableau 2.3 : Résultats des déformations ε_z et des contraintes ($\Delta\sigma'_v$)

données pour HYPER		
N° point	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	ε_z
1	0,00	0,0000
2	54,90	0,0073
3	152,30	0,0160
4	340,63	0,0282
5	749,70	0,0471
6	1561,06	0,0670

6. Courbe de chargement oedométrique

L'utilisation des valeurs des déformations verticales oedométrique ε_z (i) et les contraintes appliquées ($\Delta\sigma'_v$) nous permet de tracer une courbe contraintes-déformations $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$ comme indique le diagramme présenté sur la figure (2.4).

Figure 2.4 : Représentation de la courbe de chargement oedométrique $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$

Dans ce schéma qui représente une courbe hyperbolique de chargement oedométrique, l'axe des X représente les déformations (ε_z) et l'axe des Y représente la

variation des contraintes ($\Delta\sigma_v'$), sachant que la pente initial de cette courbe représente le module de déformation (E_0)

Dans notre exemple étudié, l'introduction des paramètres (déformation ε_z et contrainte $\Delta\sigma_v'$) dans le programme HYPER permet d'avoir :

- Un module oedométrique initial $E_0 = 7,761$ MPa ;
- Un coefficient de régression $R = 98,19$ %

On constate que le coefficient de régression $R \geq 85$ %, ce qui nous mène à dire que la qualité d'ajustement est bonne.

En connaissant le module oedométrique initial (E_0), on peut donc déterminer le module oedométrique (E_{Oed}) sécant en fonction de chaque incrément de charge ($\Delta\sigma_v'$) appliqué.

- $E_{Oed}(1) = \frac{\Delta\sigma_v'(1)}{\varepsilon_z(1)} = \frac{0,0649}{0,0074} = 8,770$ MPa
- $E_{Oed}(2) = \frac{\Delta\sigma_v'(2)}{\varepsilon_z(2)} = \frac{0,1523}{0,0160} = 9,518$ MPa
- $E_{Oed}(3) = \frac{\Delta\sigma_v'(3)}{\varepsilon_z(3)} = \frac{0,3406}{0,0282} = 12,079$ MPa
- $E_{Oed}(4) = \frac{\Delta\sigma_v'(4)}{\varepsilon_z(4)} = \frac{0,7497}{0,0471} = 15,917$ MPa
- $E_{Oed}(5) = \frac{\Delta\sigma_v'(5)}{\varepsilon_z(5)} = \frac{1,5610}{0,0670} = 23,298$ MPa

7. Calcul des rapports $\left(\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0}\right)$ et $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$

- Calcul du rapport : module oedométrique sécant E_{Oed} / module initial E_0 :

- $\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0} (1) = \frac{8,8295}{7,7610} = 1,1377$

- $\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0} (2) = \frac{9,4929}{7,7610} = 1,2232$

- $\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0} (3) = \frac{12,0791}{7,7610} = 1,5564$

- $\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0} (4) = \frac{15,9033}{7,7610} = 2,0491$

- $\frac{E_{\text{Oed}}}{E_0} (5) = \frac{23,2989}{7,7610} = 3,0021$

- Calcul du rapport : incrément de contrainte / contrainte initiale :

- $\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} (1) = \frac{64,90}{46,87} = 1,3847$

- $\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} (2) = \frac{152,30}{46,87} = 3,2495$

- $\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} (3) = \frac{340,63}{46,87} = 7,2675$

- $\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} (4) = \frac{749,70}{46,87} = 15,9953$

- $\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} (4) = \frac{1561,06}{46,87} = 33,3062$

8. Représentation de la Courbe $\frac{E_{Oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$

La relation entre le rapport $\left(\frac{E_{Oed}}{E_0}\right)$ et $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ est représentée sur une courbe

$\frac{E_{Oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ dont l'allure ressemble à une droite comme l'indique la figure (2.5).

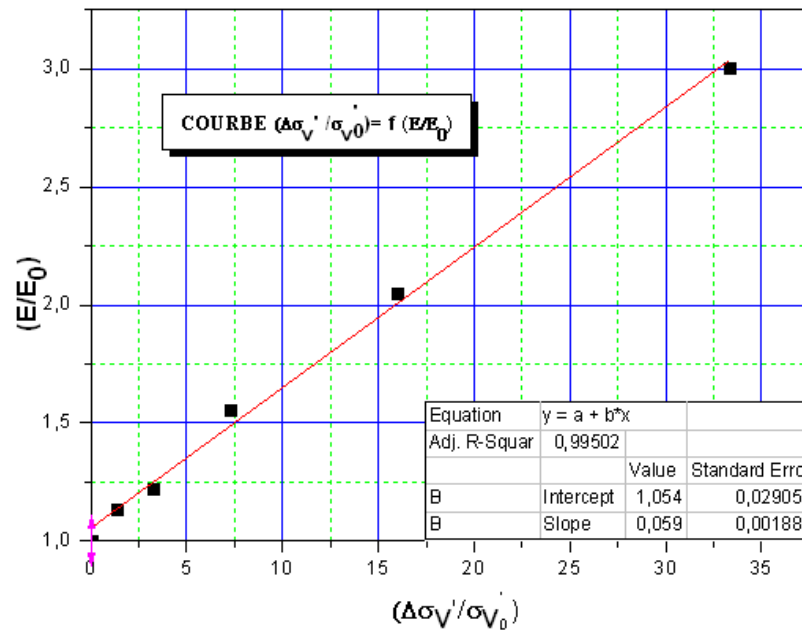


Figure 2.5 : Représentation de la courbe $\frac{E_{Oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$

Tableau 2.4 : Résultats de sondage étudié

SC 01 / (4,00 ÷ 4,40) m									
Données Digitalisées				Données pour HYPER			Résultats de HYPER		
N°	σ'_v (kPa)	e_0	e	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	σ_{v0} (kPa)	ε_z	E (MPa)	E/E0	$\Delta\sigma'_v/\sigma_{v0}'$
1	46,87	0,4149	0,4149	0,00	46,87	0,0000	7,7610	1,0000	0,0000
2	111,77		0,4045	64,90		0,0074	8,7702	1,1377	1,3847
3	199,17		0,3922	152,30		0,0160	9,5187	1,2232	3,2494
4	387,50		0,3750	340,63		0,0282	12,0791	1,5564	7,2675
5	796,57		0,3482	749,70		0,0471	15,9171	2,0491	15,9953
6	1607,93		0,3201	1561,06		0,0670	23,2989	3,0021	33,3062

9. Résultats de l'essai down-hole

La vitesse de l'onde de cisaillement (V_s) est un paramètre directement relié aux caractéristiques dynamiques des sols.

En utilisant les valeurs de cette vitesse mesurée à partir de l'essai down-hole, on peut calculer les valeurs du module de cisaillement (G) en fonction de la profondeur (Z), comme l'indique le tableau (2.5).

Tableau 2.5 : Résultats de l'essai down-hole

N° du rapport		Sondage carotte n°: SC 01	
		N° d'échantillon:	
		1	2
07	Profondeur	4,00 ÷ 4,40	8,40 ÷ 8,80
	Epaisseur de la Couche	0,40	0,40
	V_p (m/s)	1830,00	2010,00
	V_s (m/s)	620,00	500,00
	G (MPa)	811,08	575,00

On va généraliser le calcul de $\left(\frac{E}{E_0}\right)$, $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ et (G) pour les différents cas étudiés à partir des rapports d'étude géotechnique pour permettre l'étude des corrélations.

2.4 Etude statistique des données

La courbe $\frac{E}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ ressemble à une droite de la forme suivante :

$$\frac{E}{E_0} = a + b \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} \quad (2.9)$$

Où :

a et b sont des paramètres d'ajustement linéaire par moindre carrés.

- Détermination de la valeur de (a)

En absence de la surcharge ($\Delta\sigma'_v = 0$), on doit avoir l'égalité entre le module oedométrique sécant et le module oedométrique initial ($E = E_0$), ce qui exige que ($a = 1$)

- Détermination de la valeur de (b)

b est déterminé par ajustement linéaire par la méthode des moindres carrés.

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

On obtient pour ce cas (voir figure 2.6) :

- Un coefficient d'ajustement $R = 98,10\% \geq 85\% \Rightarrow$ bon coefficient ;
- Un coefficient : $a = 1$ (imposé);
- Un coefficient : $b = 0,018$.

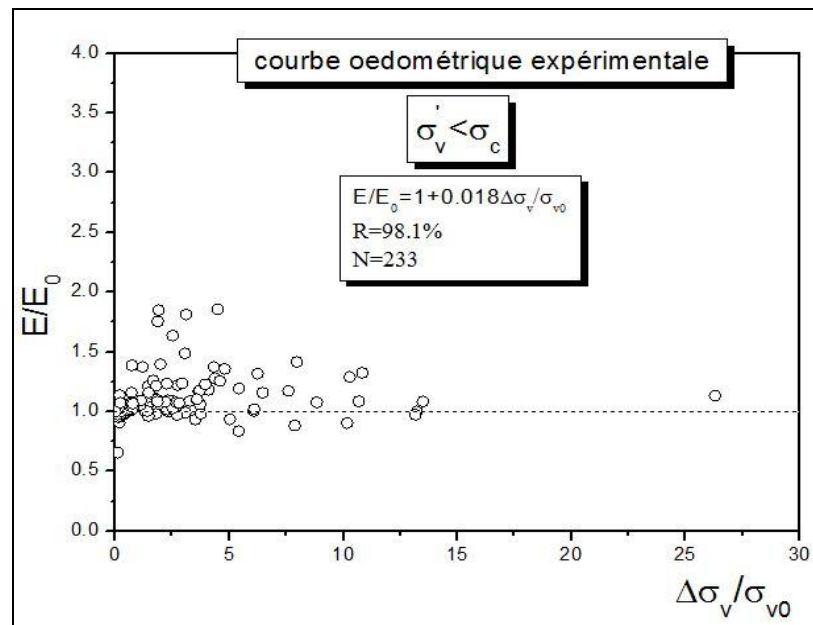


Figure 2.6 : Ajustement de $\left(\frac{E}{E_0}\right)$ en fonction de $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ et - cas ($\sigma'_v < \sigma'_c$) -

b) Cas : $(\sigma'_v > \sigma'_c)$

Selon la même démarche, on obtient :

- Un coefficient d'ajustement : $R = 94,00\% \geq 85\% \Rightarrow$ bon coefficient ;
- Un coefficient : $a = 1$ (imposé);
- Un coefficient : $b = 0,035$.

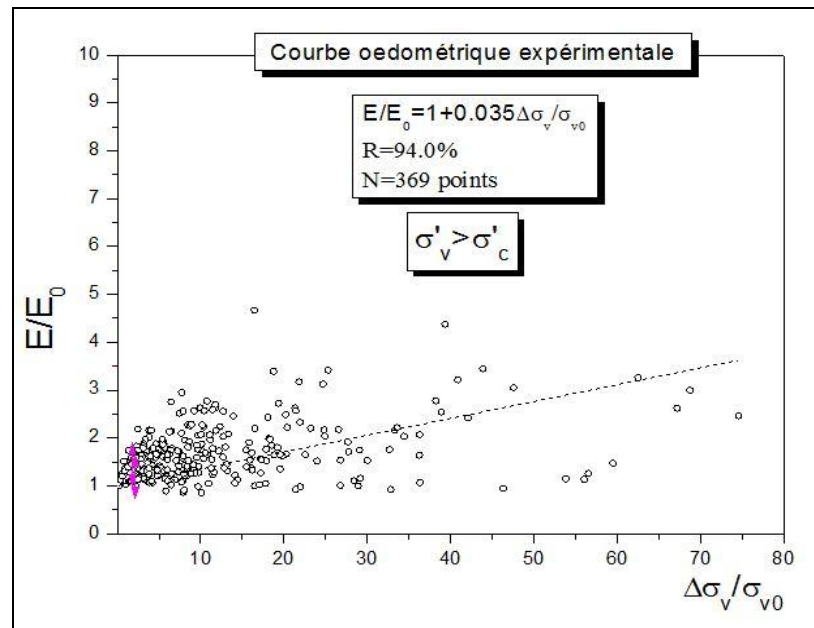


Figure 2.7 : Ajustement de $\left(\frac{E}{E_0}\right)$ en fonction de - cas $(\sigma'_v > \sigma'_c)$ -

On trouve finalement les relations suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } \sigma'_v \leq \sigma'_c : \frac{E}{E_0} = 1 + 0,018 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \\ \text{Pour : } \sigma'_v \geq \sigma'_c : \frac{E}{E_0} = 1 + 0,035 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \end{array} \right. \quad (2.10)$$

Avec :

E_0 : Module oedométrique initial ;

E : Module oedométrique sécant ;

σ'_{v0} : Contrainte effective verticale ;

$\Delta\sigma'_v$: Contrainte verticale effective créée par la surcharge provenant de la structure.

2.5 Etude de la corrélation entre l'essai oedométrique et l'essai down-hole

Deux corrélations ont été étudiées entre les différents paramètres :

- Corrélation entre le module oedométrique initial E_0 et le module de cisaillement G ;
- Corrélation entre la contrainte de préconsolidation σ_c et le module de cisaillement G .

a) Etude de la corrélation entre G et E_0

L'analyse statistique d'une population de 30 valeurs est réalisée par le logiciel « OriginPro.V8 », en tenant compte des conditions suivantes :

- Les résultats sont exprimés directement par un tableau des fréquences relatives ;
- L'analyse des données s'appuie sur une statistique gaussienne ;
- La représentation graphique doit être sous forme d'un histogramme.

Les résultats de l'analyse statistique nous montrent ce qui suit :

- Un bon coefficient d'ajustement par la fonction de probabilité de Gausse (distribution normale de probabilité) ($R = 99,77\%$) ;
- Une valeur caractéristique (X_c) de la loi normale de Gauss du rapport $\left(\frac{E_0}{G}\right)$ égale à 0,04.
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 0,012.

$$\frac{E_0}{G} = 0,04 \quad (2.11)$$

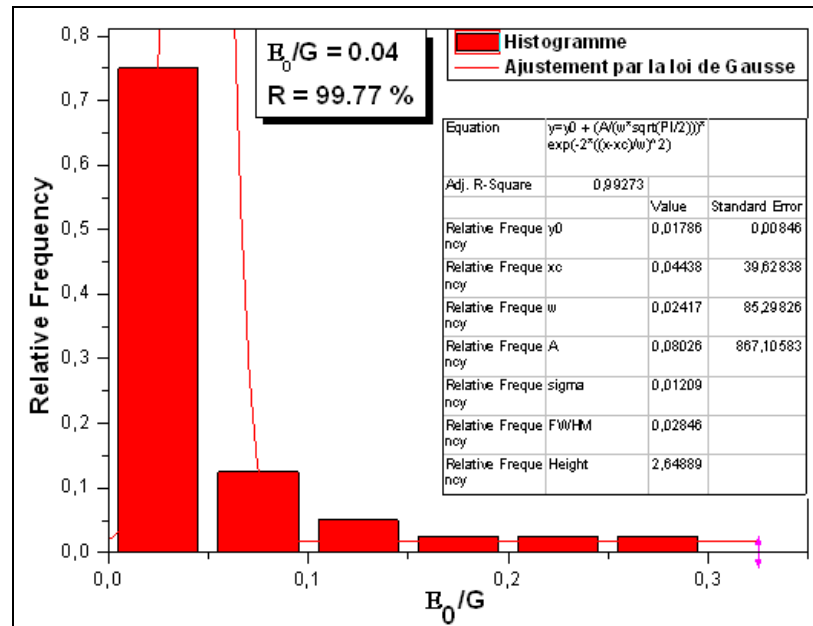


Figure 2.8 : Corrélation entre E_0 et G

b) Etude de la corrélation entre G et σ_c

Selon la même démarche, l'analyse statistique d'une population de 32 valeurs donne :

- Un coefficient d'ajustement : $R = 99,81 \%$ supérieur à 85% ;
- Une valeur caractéristique (X_c) du rapport $\left(\frac{\sigma_c}{G}\right)$ égale à $0,002$.
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à $4,76 \cdot 10^{-4}$.

$$\frac{\sigma_c}{G} = 0,002 \quad (2.12)$$

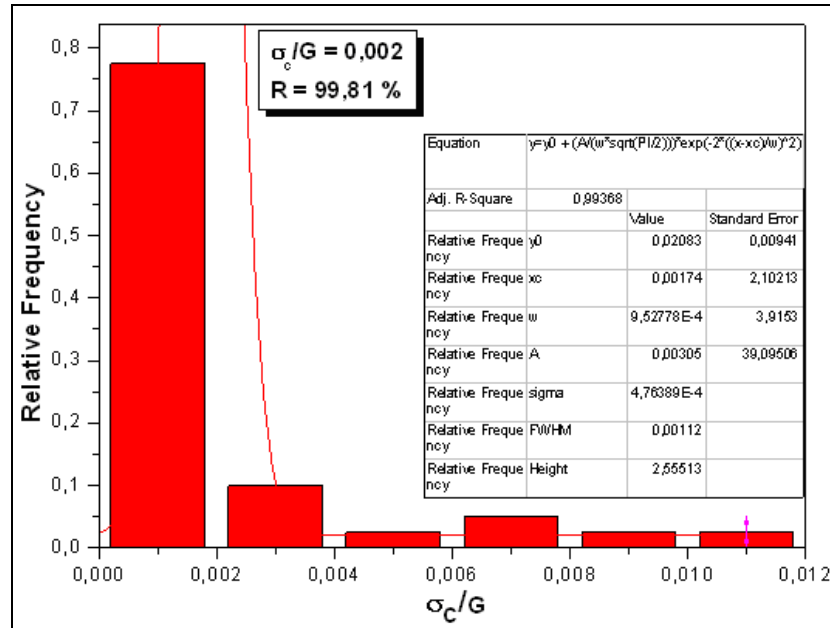


Figure 2.9 : Corrélation entre σ_c et G

2.6 Calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai down-hole

2.6.1 Principe de calcul

L'objectif de cette étape est de proposer une approche de calcul du tassement de consolidation oedométrique (tassement sous déformations latérales) d'une fondation superficielle dans un sol argileux saturé.

La recherche d'une corrélation entre $\left(\frac{E}{E_0}\right)$ et $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$ nous a conduites à trouver la

formule (2.10). Cette dernière doit être utilisée pour déterminer le module de déformation oedométrique sécant (E_{Oed}) comme suit. :

$$\begin{cases} \sigma'_v \leq \sigma_c : E = E_0 \left[1 + 0,018 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} \right] \\ \sigma'_v \geq \sigma_c : E = E_0 \left[1 + 0,035 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}} \right] \end{cases} \quad (2.13)$$

Afin d'avoir une formule en fonction des paramètres de l'essai down hole, on va utiliser les corrélations trouvées précédemment dans les formules (2.11) et (2.12). Ces corrélations donnent les formules suivantes :

$$E_0 = 0,04 G \quad (2.14)$$

$$\sigma_c = 0,002 G \quad (2.15)$$

On remplace les valeurs de (E_0) et (σ_c) dans la formule (2.13), on trouve :

$$\begin{cases} \sigma'_v \leq 0,002 G : E = 0,04 G \left[1 + 0,018 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \\ \sigma'_v \geq 0,002 G : E = 0,04 G \left[1 + 0,035 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \end{cases} \quad (2.16)$$

La détermination du tassement (s_c^{Oed}) se base essentiellement sur la variation de la contrainte et le module de déformation oedométrique sous un comportement non linéaire.

$$s = \frac{\Delta\sigma'_v \times H}{E} \quad (2.17)$$

On remplace la valeur de E de la formule (2.16) dans l'expression (2.17), on trouve :

$$\begin{cases} \sigma'_v \leq (0,002 G) : s = \frac{H \times \Delta\sigma'_v}{0,04 G \left(1 + 0,018 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \\ \sigma'_v \geq (0,002 G) : s = \frac{H \times \Delta\sigma'_v}{0,04 G \left(1 + 0,035 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \end{cases} \quad (2.18)$$

Avec :

s : Tassement d'une tranche i ;

H : Epaisseur de la tranche étudiée ;

$\Delta\sigma'_v$: Augmentation de la contrainte verticale ;

σ'_{v0} : Contrainte due au poids des terres ;

G : Module de cisaillement dans la tranche i.

2.6.2 Hypothèses de calcul

a) Choix de type de fondation

On considère le cas le plus simple d'une semelle carrée ($L=B$), ancrée à une fiche ($D=1,50$ m) dans le sol.

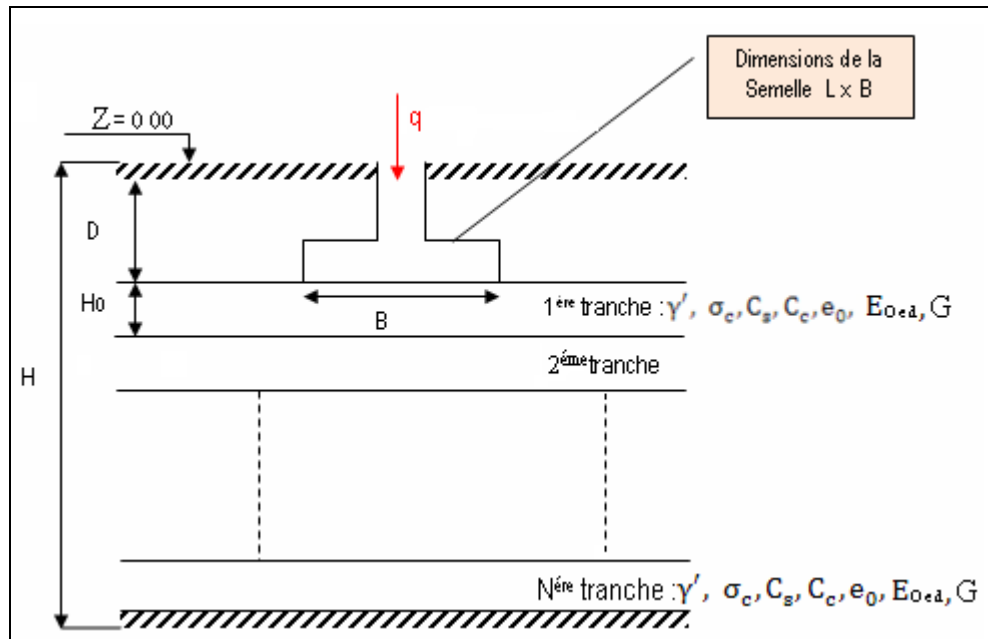


Figure 2.10 : Représentation d'une fondation repose sur un massif infini

b) Choix de la méthode de calcul des contraintes

Le calcul s'effectue en général sur la base de la théorie d'élasticité [5]. Le sol est considéré comme un massif sous une épaisseur infinie suivant la méthode de Newmark.

$$\Delta\sigma'_v = 4 \times (q - \sigma_{v0}(D)) \times I_\sigma \quad (2.19)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_\sigma = \frac{m \cdot n \cdot (1 + m^2 + 2n^2)}{2\pi n (1 + n^2) (m^2 + n^2) ((1 + m^2 + n^2))^{1/2}} + \frac{1}{2\pi} \arctg \frac{m}{n \cdot ((1 + m^2 + n^2))^{1/2}} \\ m = \frac{L}{B} \\ n = \frac{2 \cdot Z}{B} \end{array} \right. \quad (2.20)$$

Avec :

I_{σ} : Coefficient d'influence de la surcharge (q) ;

m : Elancement horizontal de la fondation ;

n : Profondeur relative du point étudié.

Pour que la charge appliquée à la base soit négligeable, le coefficient d'influence de la surcharge (q) doit être supposé égal à 2,50 %. Au delà de cette valeur la charge n'a pratiquement aucune influence [4].

Puisque $m=1$ on obtient une valeur de coefficient $n = 4,175$ (équation 2.20).

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\sigma} = 2,50\% \\ m = 1 \\ n = 4,175 \end{array} \right. \quad (2.21)$$

c) La limite de la zone utile

La profondeur utile Z_{utile} a été adoptée en considérant qu'au delà de cette profondeur l'influence de la pression q à la base de la fondation est inférieure à 10% [6].

Cette zone utile doit être découpée en plusieurs tranches ayant une épaisseur de 0,5m pour chacune.

d) Les incréments de charge

Le calcul a été fait pour cinq incréments de charges q. Ces valeurs sont : 20, 50, 70, 120, 200 kPa.

2.7 Application de la méthode des tranches sur un exemple

Nous allons continuer le travail sur le même cas d'étude mené selon la méthodologie de création de la base des données (voir 2.3).

1. Calcul du tassement à partir de l'essai oedométrique

Le coefficient d'influence (I_σ) doit être égal à 2,5 % (formule 2.21) pour que l'augmentation de la surcharge ($\Delta\sigma'_v$) doive être inférieure ou égale 10 % de la pression à la base.

On remplace cette valeur de (I_σ) dans la formule (2.19), on trouve :

$$\Delta\sigma'_v = 10^{-1} \times (q - \sigma'_{v0}(D)) \quad (2.22)$$

La zone utile du sondage (S01) de notre exemple, est découpée en des tranches de 0,50 m, donc on obtient :

$$Z_{\text{utile}} = 18,25\text{m} \Rightarrow i = 34 \text{ tranches} \quad (2.23)$$

On peut donc adapter la valeur de (L) et (B), tel que (L=B), suivant la formule (2.21) qui donne la valeur de (n) :

$$n = \frac{2.Z}{B} \Rightarrow L = B = \frac{2.Z}{n} \Rightarrow L = B = \frac{2 \times 18,25}{4,175} = 8,74\text{m} \quad (2.24)$$

D'autre part, les différentes données physiques (γ_d , S_r , w) et oedométriques (C_s , C_c , σ_c) de chaque tranche (i), seront obtenues par interpolation et extrapolation linéaire des données mesurées le long du sondage carotté effectué suivant le tableau présenté ci après :

Tableau 2.6 : Valeurs des paramètres de calcul du tassement

SC01								
	Z	e ₀	γ_d (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	W (%)	σ_c (Kpa)	Cs	Cc
1	1,75	0,4502	16,99	10,16	18,65	227,65	0,0159	0,1055
2	2,25	0,4424	17,25	10,36	18,01	227,01	0,0172	0,1029
3	2,75	0,4347	17,48	10,56	17,62	226,36	0,0185	0,1010
4	3,25	0,4270	17,77	10,78	16,98	225,40	0,0198	0,0977
5	3,75	0,4193	17,99	10,95	16,46	224,75	0,0214	0,0958
6	4,25	0,4141	18,28	11,20	15,95	223,79	0,0229	0,0932
7	4,75	0,4064	18,50	11,36	15,43	223,15	0,0239	0,0907
8	5,25	0,3987	18,76	11,56	14,92	222,18	0,0252	0,0881
9	5,75	0,3910	18,99	11,75	14,53	221,54	0,0265	0,0855
10	6,25	0,3833	19,24	11,94	14,02	220,90	0,0280	0,0830
11	6,75	0,3781	19,50	12,16	13,63	219,93	0,0293	0,0810
12	7,25	0,3704	19,79	12,39	13,12	219,29	0,0309	0,0785
13	7,75	0,3653	19,98	12,55	12,86	218,32	0,0322	0,0759
14	8,25	0,3576	18,24	10,49	12,35	217,68	0,0337	0,0733
15	8,75	0,3524	18,47	9,57	5,96	216,72	0,0350	0,0707
16	9,25	0,3447	18,72	9,74	5,45	216,07	0,0363	0,0682
17	9,75	0,3396	18,98	9,94	5,06	215,11	0,0376	0,0662
18	10,25	0,3318	18,98	10,72	9,18	214,46	0,0391	0,0637
19	10,75	0,3241	18,98	10,74	9,29	213,82	0,0404	0,0611
20	11,25	0,3190	18,98	10,84	9,77	212,86	0,0417	0,0585
21	11,75	0,3113	18,98	10,76	9,39	212,22	0,0430	0,0559
22	12,25	0,3035	18,98	10,69	9,00	211,25	0,0445	0,0534
23	12,75	0,2984	18,98	10,62	8,62	210,61	0,0458	0,0508
24	13,25	0,2932	18,98	10,52	8,10	209,00	0,0471	0,0482
25	13,75	0,2855	18,98	10,45	7,72	208,03	0,0484	0,0463
26	14,25	0,2778	18,98	10,37	7,33	207,39	0,0499	0,0437
27	14,75	0,2727	18,98	10,30	6,95	206,75	0,0509	0,0412
28	15,25	0,2650	18,98	10,20	6,43	205,78	0,0525	0,0386
29	15,75	0,2598	18,98	10,13	6,05	204,82	0,0538	0,0360
30	16,25	0,2521	18,98	10,05	5,66	204,18	0,0553	0,0334
31	16,75	0,2444	18,98	9,98	5,27	203,53	0,0566	0,0315
32	17,25	0,2392	18,98	9,88	4,76	202,89	0,0581	0,0283
33	17,75	0,2315	18,98	9,81	4,37	202,25	0,0594	0,0264
34	18,25	0,2264	18,98	9,74	3,99	201,60	0,0607	0,0264

En vue d'automatiser les calculs, un programme écrit en Fortran a été mis au point et utilisé à cette fin.

Ce programme à été utilisé pour calculer le tassement oedométrique noté (s_c^{Oed}) par la méthode des tranches pour différents incréments de charge ($q = 20, 50, 70, 120, 200$ kPa).

Pour une pression de 20 kPa les résultats de calcul du tassement trouvés à partir de ce programme sont présentés dans le tableau 2.7 :

Tableau 2.7 : Résultats de calcul du tassement oedométrique

N° de tranche	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta\sigma'_{v0}$ (kPa)	σ'_v (kPa)	E_{Oed} (MPa)	σ_c (kPa)	s_c^{Oed} (mm)	ε (%)
1	20,320	2,220	22,540	4,497	227,65	0,2468	0,04937
2	25,450	2,212	27,662	5,125	227,01	0,2158	0,04316
3	30,680	2,185	32,865	5,671	226,36	0,1926	0,03852
4	36,015	2,132	38,147	6,152	225,40	0,1733	0,03465
5	41,448	2,053	43,500	6,485	224,75	0,1583	0,03165
6	46,985	1,952	48,937	6,818	223,79	0,1431	0,02862
7	52,625	1,836	54,461	7,254	223,15	0,1265	0,02531
8	58,355	1,712	60,067	7,567	222,18	0,1131	0,02262
9	64,183	1,586	65,768	7,853	221,54	0,1010	0,02020
10	70,105	1,463	71,568	8,058	220,90	0,0908	0,01815
11	76,130	1,345	77,475	8,318	219,93	0,0809	0,01617
12	82,268	1,235	83,502	8,464	219,29	0,0729	0,01459
13	88,503	1,133	89,635	8,696	218,32	0,0651	0,01303
14	94,263	1,039	95,302	8,792	217,68	0,0591	0,01182
15	99,278	0,955	100,232	8,875	216,72	0,0538	0,01076
16	104,105	0,877	104,982	8,917	216,07	0,0492	0,00984
17	109,025	0,808	109,833	8,977	215,11	0,0450	0,00900
18	114,263	0,745	115,007	8,991	214,46	0,0414	0,00829
19	119,748	0,688	120,436	9,063	213,82	0,0380	0,00759
20	125,190	0,637	125,827	9,141	212,86	0,0348	0,00697
21	130,590	0,591	131,181	9,191	212,22	0,0321	0,00643
22	135,953	0,549	136,501	9,188	211,25	0,0299	0,00597
23	141,280	0,511	141,791	9,239	210,61	0,0276	0,00553
24	146,565	0,476	147,041	9,281	209,00	0,0257	0,00513
25	151,808	0,445	152,252	9,298	208,03	0,0239	0,00478
26	157,013	0,416	157,429	9,270	207,39	0,0225	0,00449
27	162,180	0,390	162,570	9,349	206,75	0,0209	0,00417
28	167,305	0,366	167,671	9,292	205,78	0,0197	0,00394
29	172,390	0,345	172,735	9,304	204,82	0,0185	0,00370
30	177,438	0,325	177,762	9,259	204,18	0,0175	0,00351
31	182,445	0,306	182,751	9,244	203,53	0,0166	0,00331
32	187,410	0,289	187,699	9,211	202,89	0,0157	0,00314
33	192,333	0,274	192,606	9,188	202,25	0,0149	0,00298
34	197,220	0,259	197,479	9,181	201,60	0,0141	0,00282
$S_c^{Oed} = \sum_1^n S_i$						2,40 mm	

Pour les autres incréments de charge ($q = 50, 70, 120, 200$ kPa), les résultats des tassements œdométriques sont affichés dans le tableau (2.8) :

Tableau 2.8 : Résultats de tassement œdométrique pour différentes pressions appliquées

N° d'incrément	q (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	S_c^{Oed} (kPa)
1	20,00	2,22	0,00240
2	50,00	32,22	0,02858
3	70,00	52,22	0,04231
4	120,00	102,22	0,07016
5	200,00	182,22	0,10413

2. Calcul du tassement à partir de l'essai down hole

Les résultats de calcul du tassement œdométrique trouvé à partir de l'essai down hole calculés de chaque tranche, pour une pression de 20 kPa, sont résumés dans le tableau 2.9 :

Tableau 2.9 : Résultats de calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai down hole

N° de tranche	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta\sigma'_{v0}$ (kPa)	σ'_v (kPa)	G (kPa)	σ_c (kPa)	s_c^G (mm)	ε (%)
1	20,320	2,220	22,540	1908,00	227,65	0,1451	0,02903
2	25,450	2,212	27,662	1908,00	227,01	0,1447	0,02894
3	30,680	2,185	32,865	1908,00	226,36	0,1430	0,02859
4	36,015	2,132	38,147	1908,00	225,40	0,1395	0,02790
5	41,448	2,053	43,500	8110,84	224,75	0,0316	0,00632
6	46,985	1,952	48,937	8110,84	223,79	0,0301	0,00601
7	52,625	1,836	54,461	8110,84	223,15	0,0283	0,00566
8	58,355	1,712	60,067	8110,84	222,18	0,0264	0,00527
9	64,183	1,586	65,768	2052,00	221,54	0,0966	0,01931
10	70,105	1,463	71,568	2052,00	220,90	0,0891	0,01781
11	76,130	1,345	77,475	2052,00	219,93	0,0819	0,01638
12	82,268	1,235	83,502	2052,00	219,29	0,0752	0,01504
13	88,503	1,133	89,635	2052,00	218,32	0,0690	0,01380
14	94,263	1,039	95,302	2052,00	217,68	0,0633	0,01266
15	99,278	0,955	100,232	5750,00	216,72	0,0208	0,00415
16	104,105	0,877	104,982	5750,00	216,07	0,0191	0,00382
17	109,025	0,808	109,833	5750,00	215,11	0,0176	0,00351
18	114,263	0,745	115,007	5750,00	214,46	0,0162	0,00324
19	119,748	0,688	120,436	5750,00	213,82	0,0150	0,00299
20	125,190	0,637	125,827	5750,00	212,86	0,0138	0,00277
21	130,590	0,591	131,181	5750,00	212,22	0,0128	0,00257
22	135,953	0,549	136,501	5750,00	211,25	0,0119	0,00239
23	141,280	0,511	141,791	5750,00	210,61	0,0111	0,00222
24	146,565	0,476	147,041	5750,00	209,00	0,0104	0,00207
25	151,808	0,445	152,252	5750,00	208,03	0,0097	0,00193
26	157,013	0,416	157,429	5750,00	207,39	0,0091	0,00181
27	162,180	0,390	162,570	5750,00	206,75	0,0085	0,00170
28	167,305	0,366	167,671	5750,00	205,78	0,0080	0,00159
29	172,390	0,345	172,735	5750,00	204,82	0,0075	0,00150
30	177,438	0,325	177,762	5750,00	204,18	0,0071	0,00141
31	182,445	0,306	182,751	5750,00	203,53	0,0067	0,00133
32	187,410	0,289	187,699	5750,00	202,89	0,0063	0,00126
33	192,333	0,274	192,606	5750,00	202,25	0,0060	0,00119
34	197,220	0,259	197,479	5750,00	201,60	0,0056	0,00113
$s_c^G = \sum_1^n s_i$						1,38 mm	

Les résultats du tassement oedométrique calculé à partir de l'essai down hole Pour les autres incréments des charges ($q = 50, 70, 120, 200$ kPa), sont affichés dans le tableau (2.10) :

Tableau 2.10 : Résultats du tassement oedométrique trouvé pour les différentes pressions appliquées à partir de l'essai down hole

N° d'incrément	q (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	s_c^G (kPa)
1	20	2,22	0,00139
2	50	32,22	0,01991
3	70	52,22	0,03205
4	120	102,22	0,06169
5	200	182,22	0,10719

2.8 Etude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de l'essai down-hole

Dans ce qui suit on va procéder à une étude comparative entre le tassement oedométrique calculé à partir de l'oedomètre (s_c^{Oed}) et le tassement oedométrique calculé à partir de l'essai down hole (s_c^G) pour les différents incréments de charges.

Cette étude comparative nous permet de faire un calage des valeurs du tassement (s_c^G) sur les valeurs de (s_c^{Oed}).

- Résultats de l'analyse statistique

L'analyse statistique de la population du rapport (s_c^{Oed}/s_c^G) nous a donné des résultats illustrés à la figure (2.11).

Ces résultats sont les suivants :

- Un coefficient d'ajustement : $R = 96,82\%$;
- Une valeur caractéristique (X_c) concernant le rapport $\left(\frac{s_c^{Oed}}{s_c^G}\right)$ égale à 0,92 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 0,52.

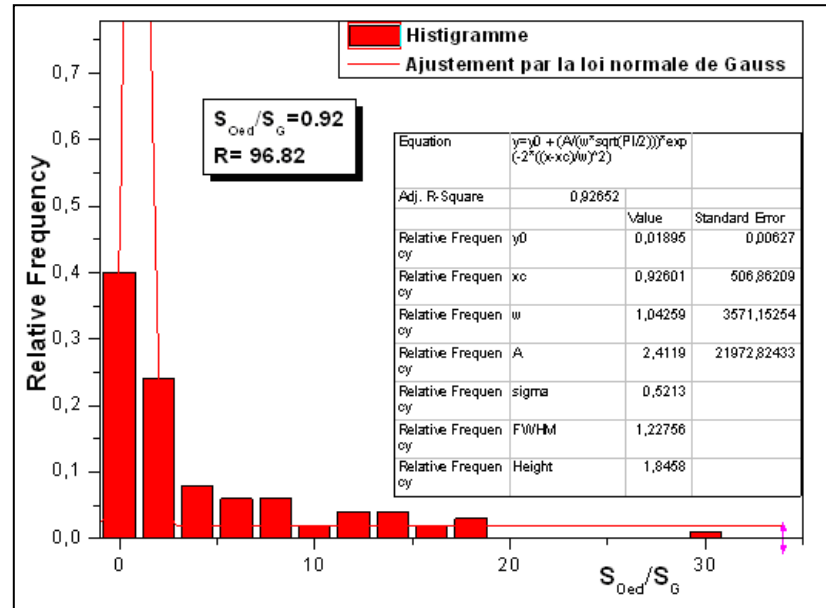


Figure 2.11 : Etude comparative pour le calcul de tassement s_c^{Oed} et s_c^G

On effectue alors un calage d'un rapport égal à 0,92.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_v \leq (0,002G) : s = 0,92 \frac{Hx\Delta\sigma'_v}{0,04G \left(1 + 0,018 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)} \\ \sigma'_v \geq (0,002G) : s = 0,92 \frac{Hx\Delta\sigma'_v}{0,04G \left(1 + 0,035 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)} \end{array} \right. \quad (2.25)$$

N.B : Les résultats détaillés de cette étude comparative sont regroupés dans un tableau présenté dans l'annexe N° 02

2.9 Influence des dimensions de la fondation sur le calcul du tassement

On étudie maintenant l'influence de la forme d'une fondation sur le calcul de tassement suivant la méthode proposée par l'essai down hole.

N.B : Les résultats trouvés sont regroupés dans l'annexe N° 03.

On considère les hypothèses suivantes :

- La profondeur est limitée à l'essai down hole s'arrête ;
- Le calcul à été fait pour un ancrage fixe $D = 1.50$ m ;
- Cinq incréments de charges ($q = 20, 50, 70, 120, 200$ kPa) sont utilisés pour le calcul de tassement ;
- Trois types de fondations superficielles ont été utilisés pour le calcul de tassement :

Fondation carrée : $\left(\frac{L}{B} = 1\right)$;

Fondation isolée: $\left(\frac{L}{B} = 2\right)$;

Fondation filante : $\left(\frac{L}{B} = 10\right)$.

L'analyse statistique des résultats de calcul pour les trois types de fondations superficielles nous a donné les résultats suivants :

a) Fondation carrée : $\left(\frac{L}{B} = 1\right)$

- Un coefficient d'ajustement $R = 96,82$ % ;
- Une valeur caractéristique (X_c) concernant le rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^G}\right)$ égale à 0,9264 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 0,52.

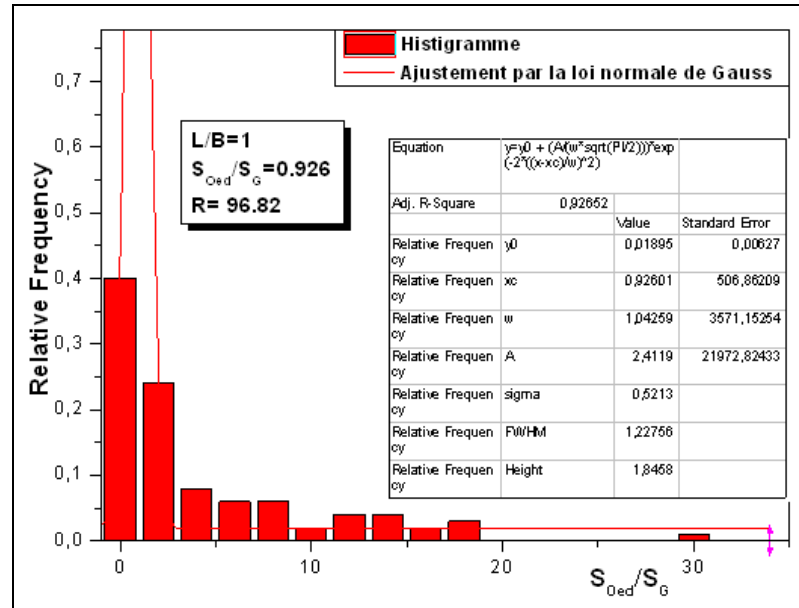


Figure 2.12 : Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (s_c^G) – cas d'une fondation carrée

b) Fondation isolée : $\left(\frac{L}{B} = 2\right)$

- Un coefficient d'ajustement $R = 98,14 \%$;
- Une valeur caractéristique (X_c) concernant le rapport $\left(\frac{S_c^{\text{Oed}}}{S_c^G}\right)$ égale à 0,908 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 0,69.

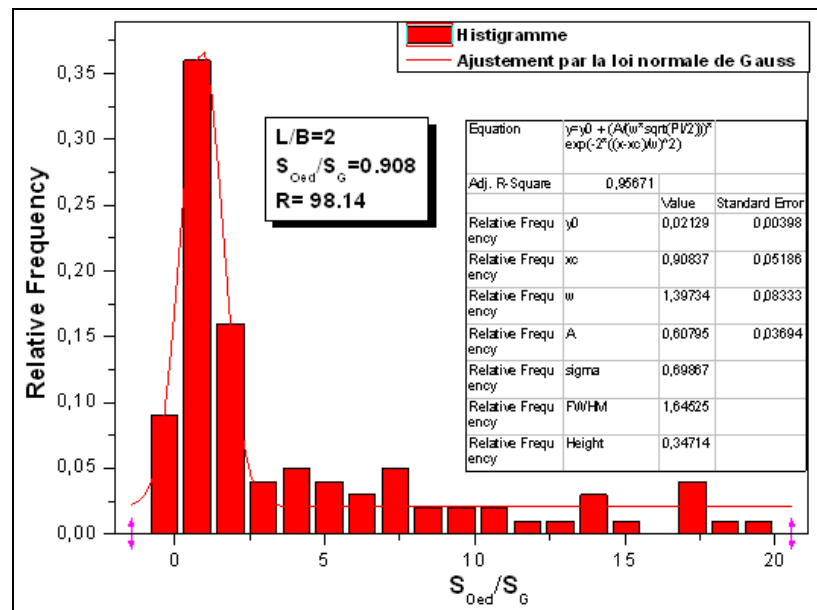


Figure 2.13 : Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (s_c^G) – cas d'une fondation isolée

c) Fondation filante: $\left(\frac{L}{B} = 10\right)$

- Un coefficient d'ajustement $R = 97,58 \%$;
- Une valeur caractéristique (X_c) concernant le rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^G}\right)$ égale à 0,92 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 0,72.

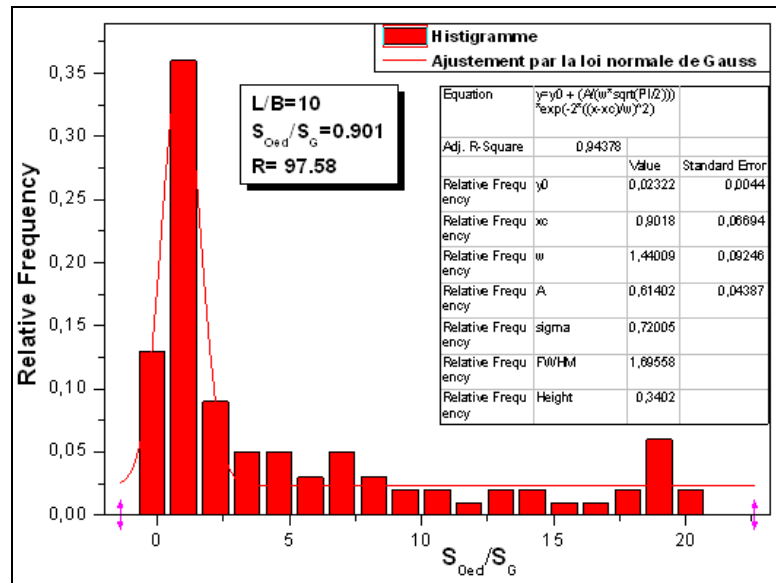


Figure 2.14 : Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (s_c^G) – cas d’une fondation filante

Les résultats trouvés suivant l’analyse statistiques des données sont regroupés dans le tableau 2.11 :

Tableau 2.11: Résultats de l’étude statistique sur l’influence de la forme des fondations

Type de fondation	Rapport $\left(\frac{L}{B}\right)$	Analyse statistique	
		$\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^G}\right)$	R
Fondation carrée	$\left(\frac{L}{B} = 1\right)$	0,926	96,82 %
Fondation isolée	$\left(\frac{L}{B} = 2\right)$	0,908	98,14 %
Fondation filante	$\left(\frac{L}{B} = 10\right)$	0,901	97,58 %

On conclut que quelque soit le rapport (L/B) , le coefficient (r) de calibration varie faiblement et peut prendre une valeur moyenne égale à 0,91, ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_v \leq (0,002G) : s = 0,91. \frac{Hx\Delta\sigma'_v}{0,04G (1 + 0,018 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}})} \\ \sigma'_v \geq (0,002G) : s = 0,91. \frac{Hx\Delta\sigma'_v}{0,04G (1 + 0,035 \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}})} \end{array} \right. \quad (2.26)$$

2.10 Conclusion

La caractérisation des sols fins par les méthodes géophysiques de forage notamment l'essai down hole donne la possibilité d'étudier des corrélations entre ces propriétés mesurées, et les caractéristiques de consolidation du sol déterminées par l'essai œdométrique. Ces corrélations peuvent aboutir à une formule de calcul du tassement œdométrique à partir des paramètres de l'essai down hole,

Dans ce chapitre, nous avons proposé une approche de calcul du tassement œdométrique, basé sur les corrélations entre le module de cisaillement G déduit de la célérité V_s de l'essai down hole et les caractéristiques œdométriques. Ces corrélations donnent une formule de calcul du tassement œdométrique en fonction des paramètres de l'essai down hole

L'étude de l'influence de la forme d'une fondation superficielle sur le calcul du tassement œdométrique calculé à partir de l'essai down hole a contribué à une faible variation des résultats de calcul du tassement.

Au terme de cette recherche, on a proposé une formule préliminaire de calcul du tassement qui constitue le début d'un travail qui doit être complété par la suite d'autres études.

CHAPITRE 3

CALCUL DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS A PARTIR DE L'ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE

3.1 Introduction

Dans la pratique de mécanique des sols, les corrélations entre les paramètres sont devenues un moyen essentiel pour le contrôle des résultats des essais géotechniques, et comme moyen d'estimation de valeurs de certains paramètres en fonction des autres mesurées [10].

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier des corrélations entre les paramètres de l'essai oedométrique, à savoir le module oedométrique et la contrainte de préconsolidation, et celui de l'essai CPT, c'est-à-dire la résistance pénétrométrique.

Ces corrélations seront par la suite introduites dans les formules de la méthode de calcul du tassement oedométrique (par intégration des tranches), en vue de définir une approche empirique de calcul direct du tassement à partir de l'essai de pénétration statique.

3.2 Construction de la base de données

L'idée consiste à suivre les mêmes démarches utilisées dans le chapitre précédent. Pour cela, un nombre important des rapports de sol ont été exploités dans le but de créer une base de données.

Ces rapports doivent contenir les résultats d'essai de compression oedométrique et ceux des essais de pénétration statique, en vue d'établir des corrélations.

La création de la base de données doit impérativement passer par :

6. Reconnaissance et identification des sols ;
7. Détermination des données œdométriques ;
8. Établissement de la Courbe de chargement oedométrique $\Delta\sigma_v = f(\varepsilon_z)$;
9. Calcul du module œdométrique ;
10. détermination des paramètres de l'essai de pénétration statique (CPT).

Cette base de données va nous permettre de faire une étude statistique qui sert à trouver des corrélations entre le module oedométrique E_{Oed} et la résistance pénétrométrique q_c ainsi qu'entre la contrainte de préconsolidation σ_c et q_c , pour arriver par la suite à une formule simple qui calcul le tassement des fondations superficielles à la base de l'essai de pénétration statique.

Afin de déterminer les différents paramètres du sol, six (06) rapports d'étude géotechnique de différents sites (Alger, Boumèrdes, Tipaza) ont été disponibles dans notre recherche. Ces rapports contiennent treize (13) sondages carottés regroupent (53) échantillons intacts.

Notre travail de corrélation va reposer sur les critères sont les suivantes :

- La corrélation est faite à la même profondeur pour les deux essais : pénétration statique et compressibilité oedométrique ;
- La corrélation est limitées aux sols fins argileux en dessous de la nappe phréatique ;
- Les corrélations étudié les rapports $\left(\frac{E_0}{q_c}\right)$ et $\left(\frac{\sigma_c}{q_c}\right)$;

3.3 Etude de la corrélation entre l'essai oedométrique et l'essai de pénétration statique

Cette étape va se baser sur la recherche des corrélations effectuées sur les différents paramètres :

- Corrélation entre la résistance en pointe q_c et le module oedométrique initial E_0 ;
- Corrélation entre la résistance en pointe q_c et la contrainte de préconsolidation σ_c .

3.3.1 Etude de la corrélation entre q_c et E_0

On dispose d'une population ayant une taille de 53 points de corrélation pour effectuer l'analyse statistique comme l'indique la figure (3.1).

L'analyse statistique à mené aux résultats suivants :

- Un coefficient d'ajustement: $R = 99,20 \%$;
- Une valeur caractéristique (X_c) du rapport $\left(\frac{E_0}{q_c}\right)$ égale à 2,22 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 1,24.

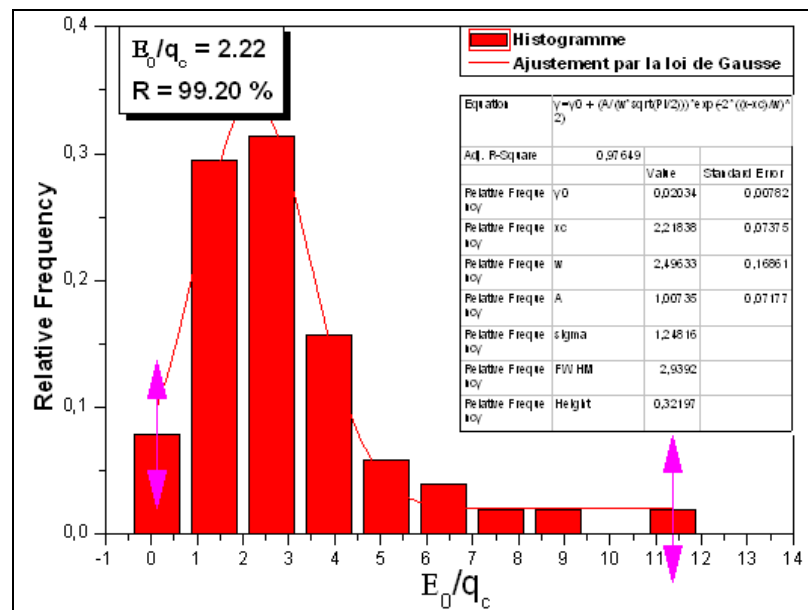


Figure 3.1 : Analyse statistique de la corrélation entre E_0 et q_c

Donc, on retient :

$$E_0 = 2,22 \times q_c \quad (3.01)$$

3.3.2 Etude de la corrélation entre q_c et σ_c

32 points sont regroupés dans l'histogramme de la figure 3.2 pour trouver la corrélation cherchée.

Les résultats de l'analyse statistique nous montrent les résultats suivant :

- Un coefficient d'ajustement de la fonction de Gauss : $R = 98,60\%$;
- Une valeur caractéristique (X_c) du rapport $\left(\frac{\sigma_c}{q_c}\right)$ égale à 0,061 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 0,033.

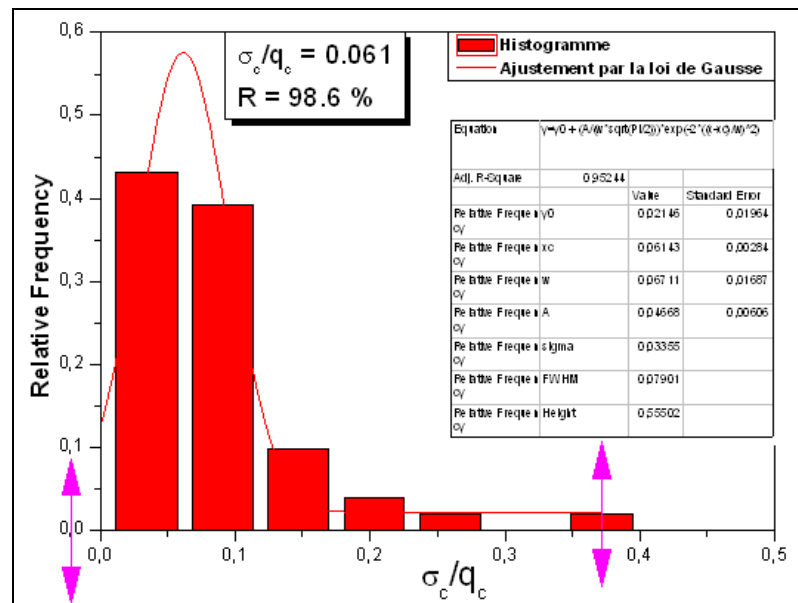


Figure 3.2 : Analyse statistique de la corrélation entre σ_c et q_c

On retient par conséquent la corrélation suivante :

$$\sigma_c = 0,061 \times q_c \quad (3.02)$$

3.4 Calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai de pénétration statique

3.4.1 Estimation du module de déformation oedométrique

L'examen des corrélations trouvées précédemment à partir des relations (3.01) et (3.02) nous montre qu'on peut estimer le calcul du module initial de déformation oedométrique et la contrainte de préconsolidation en fonction de la résistance pénétrométrique, sans avoir recours à l'essai oedométrique.

On remplace les valeurs de (E_0) et (σ_c) dans l'équation (2.13) trouvée dans le chapitre précédant, ce qui mène à trouver la relation suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_v \leq (0,061 \times q_c) : E = 2,22 q_c \left[1 + 0,018 \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \\ \sigma'_v \geq (0,061 \times q_c) : E = 2,22 q_c \left[1 + 0,035 \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \end{array} \right. \quad (3.03)$$

3.4.2 Estimation du tassement oedométrique à partir de l'essai de pénétration statique

Le tassement S_C^{CPT} pour une tranche donnée d'épaisseur H_0 est déterminé par la formule suivante :

$$s = \frac{\Delta \sigma'_v \times H_0}{E} \quad (3.04)$$

On remplace la valeur de E (formule 3.03) dans la formule (3.04) ; on trouve une formule qui calcul le tassement (s) ce en fonction du module de déformation traité à partir de l'essai de pénétration statique pour les deux cas de préconsolidation du sol.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } \sigma'_v \leq (\sigma_c = 0,061 \times q_c) : s = \frac{H_0 \times \Delta \sigma'_v}{2,22 \times q_c \times \left(1 + 0,018 \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \\ \text{Pour : } \sigma'_v \geq (\sigma_c = 0,061 \times q_c) : s = \frac{H_0 \times \Delta \sigma'_v}{2,22 \times q_c \times \left(1 + 0,035 \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \end{array} \right. \quad (3.05)$$

Avec :

H_0 : Epaisseur initiale de la tranche ;

$\Delta\sigma'_v$: Augmentation de la contrainte à la profondeur étudiée ;

σ'_{v0} : Contrainte due au poids des terres ;

q_c : Résistance statique en pointe au milieu de la tranche i.

- Hypothèses de calcul du tassement

Les hypothèses prises en compte lors du calcul de tassement oedométrique des fondations superficielles sont les suivantes,

- L'ancrage D est pris égal à 1,50 m à partir de terrain naturel ;
- La profondeur de la zone utile du tassement Z_{utile} est égale à celle où s'arrête l'essai de pénétration statique afin de ne pas avoir recours à l'estimation de q_c par extrapolation, ce qui est une source d'incertitude comme indique la figure (3.3) ;

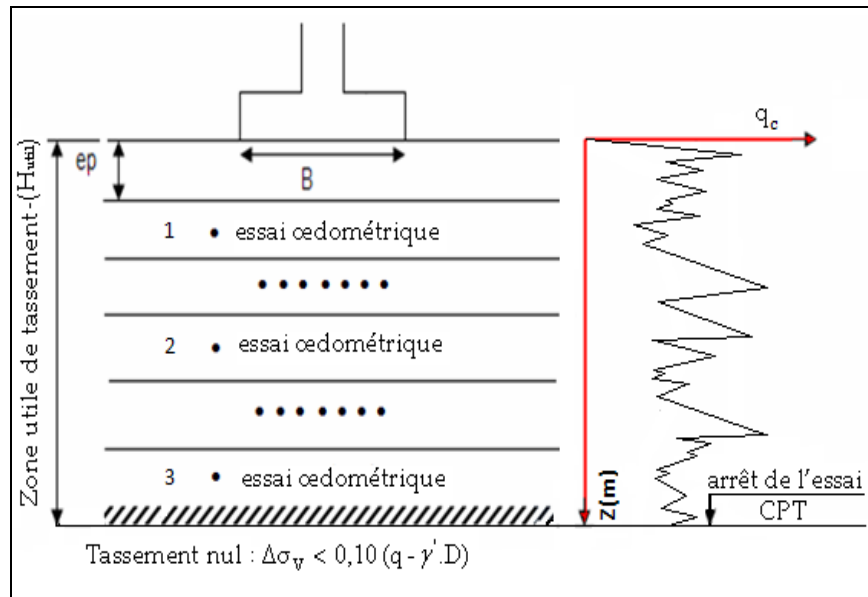


Figure 3.3 : Exemple d'extrapolation de la résistance de pointe statique (q_c)

- La profondeur de la zone utile du tassement Z_{utile} doit être adoptée pour que l'augmentation de la surcharge ($\Delta\sigma'_v$) soit inférieure ou égale à 10% de la pression

de base, on en déduira les dimensions de la fondation correspondante à cette configuration;

- Le calcul du tassement s'effectue pour cinq incréments de charges $q = 20, 50, 70, 120, 200$ kPa.

3.5 Exemple de calcul

3.5.1 Application de la méthodologie de la base des données

On va appliquer la même méthodologie utilisée dans l'étude de tassement à partir de l'essai down hole (chapitre 02). Cette dernière va se baser sur un cas d'étude réel tiré de la base de données.

a) Compagne de reconnaissance

Deux sondages carottés ont été réalisés sur le site, où en a choisi le sondage N° 02 pour déterminer les différents paramètres des essais de notre exemple, comme indique tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : Données récapitulatives des résultats de laboratoire sur un échantillon

N° du rapport		Sondage carotte n°: SC 02	
		N° d'échantillon:	
		1	2
09	Profondeur	8,50 ÷ 9,00	12,60 ÷ 13,00
	Epaisseur de la Couche	0,50	0,40
	ω (%)	26,00	27,00
	ω_1 (%)	48,00	46,00
	I_p (%)	26,00	25,00
	S_r (%)	97,00	100,00
	γ_d (kN/m ³)	15,70	15,70
	γ_h (kN/m ³)	19,80	20,00
	γ_s (kN/m ³)	26,50	26,50
	γ' (kN/m ³)	9,78	9,93
	Symbole LCPC	A_p	A_p
	e_0	0,815	0,703
	σ_c (kPa)	168	141
	C_c	0,230	0,216
C_g	0,042	0,038	

b) Détermination des données issues à partir de l'essai oedométrique (chapitre 02)

- Les contraintes (σ'_v) correspondent aux indices des vides (e) sont déterminées à partir de la digitalisation des images scannées des courbes oedométriques ;
- Le calcul des déformations (ε_z) et des contraintes ($\Delta\sigma'_v$) sera déterminé par l'application de la formule (2.01) et (2.02) pour chaque incrément de charge ;
- La pente initiale de la courbe de chargement oedométrique $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$ représente le module de déformation (E_0) ;
- Le module oedométrique sécant (E_{Oed}) est calculé en fonction de l'incrément de charge ($\Delta\sigma'_v$) est du module oedométrique initial (E_0) formule (2.06) ;
- Le rapport $\left(\frac{E_{Oed}}{E_0}\right)$ est calculé en fonction de $\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma_{v0}'}\right)$ à l'aide de l'équation (2.07).

Dans notre exemple, Les résultats de sondage étudié (sondage 02) sont regroupés dans le tableau (3.2) ci-après :

Tableau 3.2 : Résultats de sondage étudié - SC 02

SC 02 / (8,50 ÷ 9,00) m										
Données Digitalisées				Données pour HYPER			Résultats de HYPER			
N°	σ'_v (kPa)	e_0	e	σ_{v0}' (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	ε_z	E_0 (MPa)	E (MPa)	E/ E_0	$\Delta\sigma'_v/\sigma_{v0}'$
1	87,40	0,815	0,815	87,40	000	0,0000	3,999	3,999	1,000	0,000
2	99,82		0,809		12,4	0,0032		4,076	1,019	0,142
3	204,65		0,769		117,2	0,0256		4,659	1,165	1,341
4	400,71		0,718		313,3	0,0537		5,884	1,471	3,585
5	799,64		0,649		712,1	0,0911		7,813	1,953	8,147

c) Détermination des données issues à partir de l'essai de pénétration statique

Les valeurs de la résistance en pointe saisies à partir de la courbe de pénétromètre statique après la digitalisation de la courbe de pénétromètre statique sont indiquées dans le tableau (3.4).

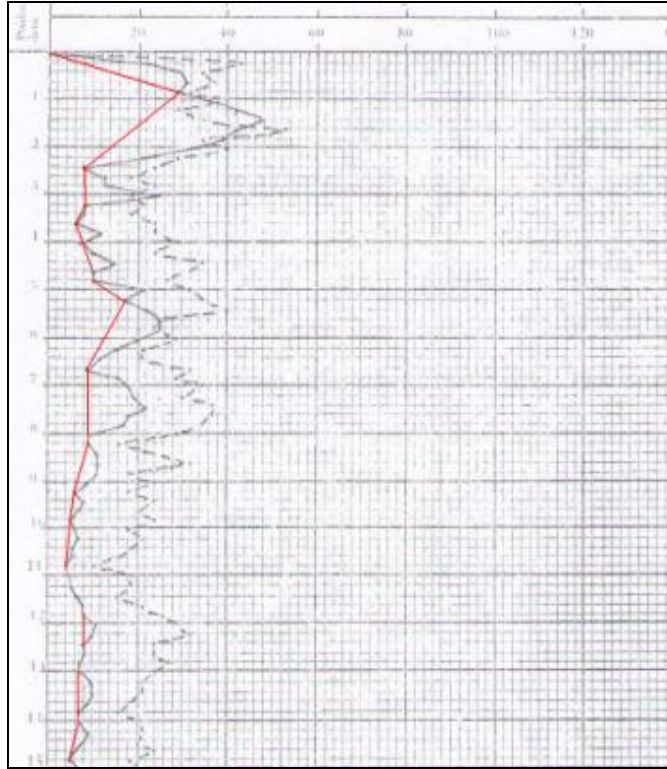


Figure 3.4 : Courbe de pénétromètre statique digitalisé

Tableau 3.3 : Résultats après digitalisation de la courbe de pénétromètre statique

N° du rapport		Sondage carotte n°: SC 02	
		N° d'échantillon:	
		1	2
09	Profondeur	8,50 ÷ 9,00	12,60 ÷ 13,00
	Epaisseur de la Couche	0,50	0,40
	q_c (MPa)	1,749	13,20

3.5.2. Application de calcul du tassement

a) Calcul du tassement à partir de l'essai oedométrique

La zone utile du sondage (S02) de notre exemple, s'arrête à la profondeur de l'essai de pénétration statique, soit :

$$Z_{\text{utile}} = 14,75\text{m} \Rightarrow i = 27 \text{ tranches de } 0,50\text{m} \quad (3.07)$$

Suivant la formule (2.21) qui donne la valeur de (n) (voir chapitre 02), on peut trouver la valeur de (L) et (B), tel que (L=B) :

$$n = \frac{2.Z}{B} \Rightarrow L = B = \frac{2.Z}{n} \Rightarrow L = B = \frac{2 \times 14,75}{4,175} = 7,06\text{m} \quad (3.08)$$

Les résultats des différentes données physiques et oedométriques utilisées pour le calcul du tassement de chaque tranche (i), sont regroupés dans le tableau (3.4):

Tableau 3.4 : Valeurs attribuées pour le calcul du tassement oedométrique

	SC02							
	Z	e ₀	γ _d (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	w (%)	σ _c (KPa)	C _s	C _c
1	1,75	0,6421	15,69	9,46	24,07	215,62	0,0081	0,2545
2	2,25	0,6171	15,69	9,49	24,26	212,09	0,0081	0,2528
3	2,75	0,5870	15,69	9,51	24,39	208,55	0,0081	0,2511
4	3,25	0,5669	15,69	9,53	24,51	205,02	0,0081	0,2493
5	3,75	0,5418	15,69	9,55	24,64	202,19	0,0081	0,2476
6	4,25	0,5167	15,69	9,57	24,76	198,66	0,0081	0,2459
7	4,75	0,4916	15,69	9,59	24,89	195,12	0,0081	0,2441
8	5,25	0,4666	15,69	9,62	25,08	191,59	0,0081	0,2424
9	5,75	0,4415	15,69	9,64	25,20	188,06	0,0081	0,2406
10	6,25	0,4164	15,69	9,66	25,33	185,23	0,0081	0,2389
11	6,75	0,3913	15,69	9,68	25,45	181,70	0,0081	0,2372
12	7,25	0,3662	15,69	9,70	25,58	178,16	0,0081	0,2354
13	7,75	0,3411	15,69	9,72	25,70	175,34	0,0081	0,2337
14	8,25	0,3161	15,69	9,75	25,89	171,10	0,0081	0,2320
15	8,75	0,2960	15,69	9,77	26,02	168,27	0,0081	0,2302
16	9,25	0,2709	15,69	9,79	26,14	164,74	0,0092	0,2279
17	9,75	0,2408	15,69	9,81	26,27	161,91	0,0104	0,2268
18	10,25	0,2207	15,69	9,83	26,39	157,67	0,0116	0,2250
19	10,75	0,1957	15,69	9,85	26,52	154,84	0,0128	0,2233
20	11,25	0,1706	15,69	9,87	26,64	151,31	0,0140	0,2215
21	11,75	0,1455	15,69	9,88	26,71	148,48	0,0151	0,2198
22	12,25	0,1204	15,69	9,90	26,89	144,95	0,0163	0,2181
23	12,75	0,1003	15,69	9,92	27,02	141,41	0,0176	0,2152
24	13,25	0,0903	15,88	10,06	26,33	156,25	0,0161	0,2053
25	13,75	0,0803	16,07	10,18	25,58	173,22	0,0144	0,1926
26	14,25	0,0753	16,29	10,33	24,83	190,18	0,0126	0,1810
27	14,75	0,0652	16,46	10,42	24,07	205,72	0,0111	0,1683

Pour les différents incréments de charge utilisés dans cette étude (q = 20, 50, 70, 120, 200 kPa), les résultats des paramètres trouvés à partir de programme SETTTL sont affichés dans le tableau 3.5 :

Tableau 3.5 : Résultats de tassement oedométrique des différentes pressions appliquées

N° d'incrément	q (kPa)	Q _p (kPa)	s _c ^{Oed} (m)
1	20,00	3,45	0,00120
2	50,00	33,45	0,00918
3	70,00	53,45	0,01320
4	120,00	103,45	0,02142
5	200,00	183,45	0,03751

b) Calcul du tassement à partir de l'essai de pénétromètre statique

Les résistances en pointe (q_c) trouvés pour chaque tranche (i) obtenue à partir de la digitalisation du profil pénétrométrique sont représentées dans le tableau 3.6 :

Tableau 3.6 : Données de calcul du tassement à partir de l'essai de pénétromètre statique

SC 02			
N° de tranche	Z	σ_c (MPa)	q_c (MPa)
1	1,75	0,215	5,85
2	2,25	0,212	6,01
3	2,75	0,208	5,09
4	3,25	0,205	2,95
5	3,75	0,202	0,96
6	4,25	0,198	1,21
7	4,75	0,195	1,29
8	5,25	0,191	2,08
9	5,75	0,188	1,23
10	6,25	0,185	1,50
11	6,75	0,181	2,39
12	7,25	0,178	1,94
13	7,75	0,175	1,49
14	8,25	0,171	1,43
15	8,75	0,168	1,75
16	9,25	0,164	6,79
17	9,75	0,161	12,66
18	10,25	0,157	16,01
19	10,75	0,154	14,57
20	11,25	0,151	12,04
21	11,75	0,148	13,76
22	12,25	0,144	13,97
23	12,75	0,141	13,20
24	13,25	0,156	10,79
25	13,75	0,173	7,75
26	14,25	0,190	5,58
27	14,75	0,205	14,96

Les résultats du tassement oedométrique calculé par la méthode du pénétromètre statique suivant la formule (3.5), pour les différents incréments des charges ($q = 20, 50, 70, 120, 200$ kPa), sont regroupés dans le tableau (3.7) :

Tableau 3.7 : Résultats du tassement oedométrique trouvé à partir de l'essai de pénétromètre statique

N° d'incrément	q (kPa)	Q _p (kPa)	s _c ^{CPT} (m)
1	20	3,45	0,00449
2	50	33,45	0,04304
3	70	53,45	0,06798
4	120	103,45	0,12862
5	200	183,45	0,21877

Le rapport trouvés suivant les résultats de l'analyse statistique lors le calcul du tassement oedométrique et celui calculé par la méthode du pénétromètre statique est présenté dans le tableau 3.8 :

Tableau 3.8 : Résultats du calcul de tassement oedométrique

N° du rapport	Tassement oedométrique		Tassement oedométrique à partir de l'essai CPT		Rapport $\left(\frac{s_c^{\text{Oed}}}{s_c^{\text{CPT}}} \right)$
	Q _p (kPa)	Tassement Total (m)	Q _p (kPa)	Tassement Total (m)	
09-SC2	3,45	0,0012	3,45	0,00449	0,2673
	33,45	0,0091	33,45	0,04304	0,2133
	53,45	0,0132	53,45	0,06798	0,1942
	103,45	0,0214	103,45	0,12862	0,1665
	183,45	0,0375	183,45	0,21877	0,1715

Figure 3.5 : Résultats du calcul de tassement oedométrique

3.6 Etude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de l'essai au pénétromètre statique

Dans cette partie, on mène une étude comparative des résultats de calcul du tassement oedométrique calculé à partir de l'oedomètre (s_c^{Oed}) et la méthode proposée pour le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai au pénétromètre statique (s_c^{CPT}).

Les résultats de l'étude statistique des données nous permet de définir une valeur caractéristique du rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{CPT}}\right)$ comme l'indique la figure (3.5).

L'analyse statistique nous a donné les résultats suivants :

- Un coefficient d'ajustement: $R = 98,83 \%$;
- Une valeur caractéristique (X_c) concernant le rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{CPT}}\right)$ égale à 1,48 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 1,41.

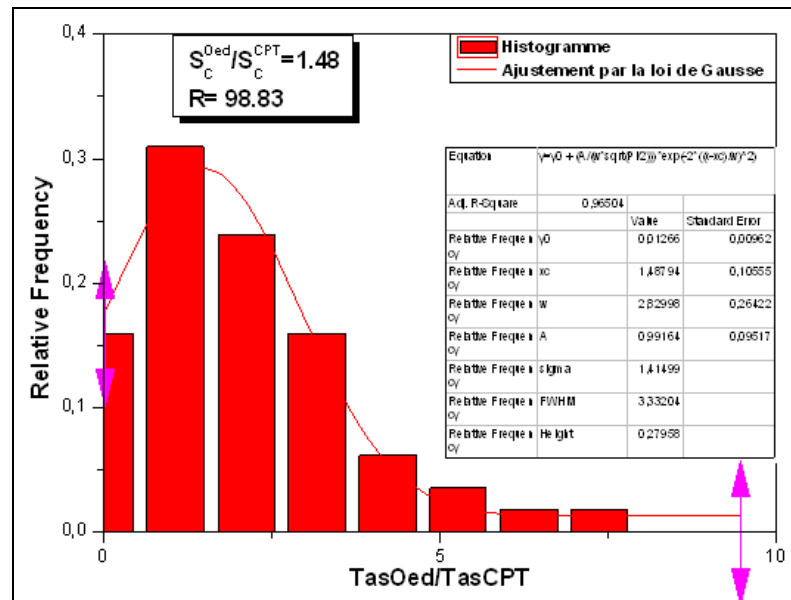


Figure 3.5 : Etude comparative pour le calcul de tassement s_c^{Oed} et s_c^{CPT}

La valeur moyenne concernant le rapport $\left(\frac{s_c^{Oed}}{s_c^{CPT}}\right)$ est égale à 1,48 suivant l'analyse statistique. Elle sert pour le calage de (s_c^{CPT}) par rapport à (s_c^{Oed}) .

On retient alors :

$$s_c^{Oed} = 1,48 \times s_c^{CPT} \quad (3.09)$$

Les résultats trouvés suivant cette étude nous ont montré que le tassement oedométrique est égal à 1,48 du tassement calculé à partir de la méthode basé sur l'essai de pénétromètre statique.

Cette démarche nous conduit à procéder à un calage des formules trouvées précédemment suivant l'équation (3.05) afin de permettre un rapprochement entre les résultats du tassement calculé à partir des deux essais, à savoir l'essai oedométrique et l'essai de pénétration statique.

On remplace la valeur caractéristique dans l'équation (3.05), ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_v' \leq (\sigma_c = 0,061 \times q_c) : s = 1,48 \cdot \frac{H_0 \times \Delta \sigma_v'}{2,22 q_c (1 + 0,018 \frac{\Delta \sigma_v'}{\sigma_{v0}})} \\ \sigma_v' \geq (\sigma_c = 0,061 \times q_c) : s = 1,48 \cdot \frac{H_0 \times \Delta \sigma_v'}{2,22 q_c (1 + 0,035 \frac{\Delta \sigma_v'}{\sigma_{v0}})} \end{array} \right. \quad (3.10)$$

Notons que les résultats de cette étude sont regroupés dans un tableau présenté en annexe N° 04.

3.7 Influence des dimensions des fondations sur le calcul du tassement

On va suivre la même démarche entreprise au chapitre précédent pour déterminer l'effet de la forme de la fondation sur le calcul du tassement à partir d'essai de pénétration statique, on utilisant les différents paramètres de notre base de données.

L'étude qu'on s'est proposé de faire a pour but de tester l'importance et la sensibilité de la variation de la forme de la fondation sur le calcul du tassement suivant une étude statistique du rapport $\left(\frac{s_c^{Oed}}{s_c^{CPT}}\right)$.

Cette étude donne la possibilité de tenir en compte la forme de la fondation par l'introduction d'un coefficient multiplicatif dans la formule (3.10)

Pour cela, trois types de fondations superficielles ont été étudiés :

Fondation carrée : $\left(\frac{L}{B} = 1\right)$;

Fondation isolée: $\left(\frac{L}{B} = 2\right)$;

Fondation filante : $\left(\frac{L}{B} = 10\right)$.

3.7.1 Résultats de calcul de tassement pour chaque type de fondation

c) Fondation carrée : $\left(\frac{L}{B} = 1\right)$

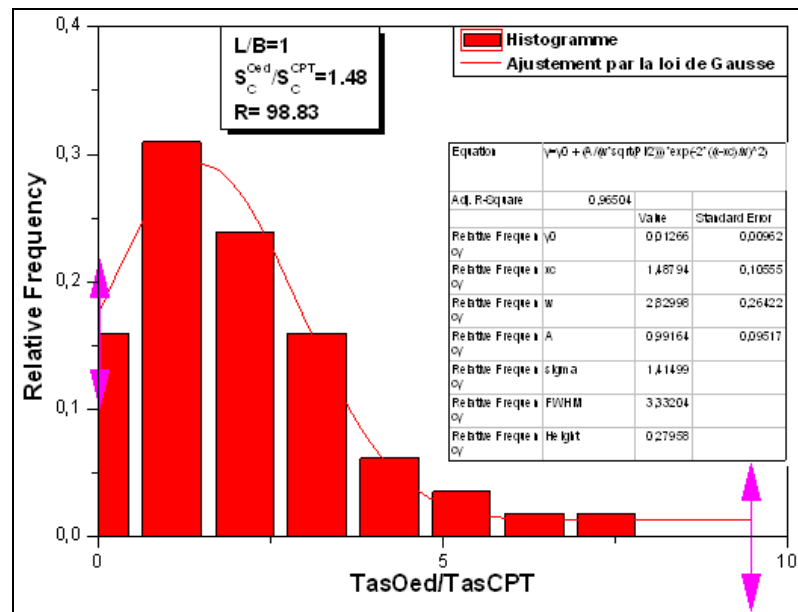


Figure 3.6 : Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (s_c^{CPT}) – cas d'une fondation carrée

c) Fondation isolée : $\left(\frac{L}{B} = 2\right)$

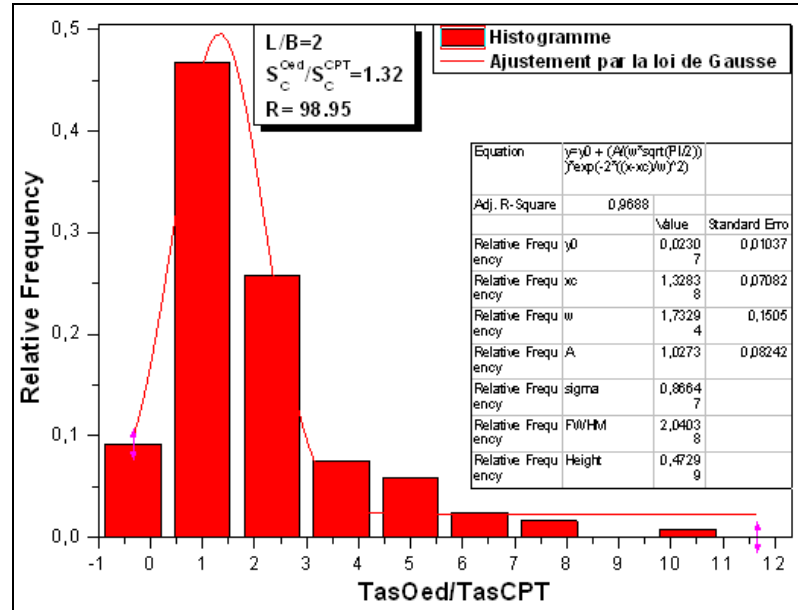


Figure 3.8 : Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (s_c^{CPT}) – cas d’une fondation isolée

c) Fondation filante: $\left(\frac{L}{B} = 10\right)$

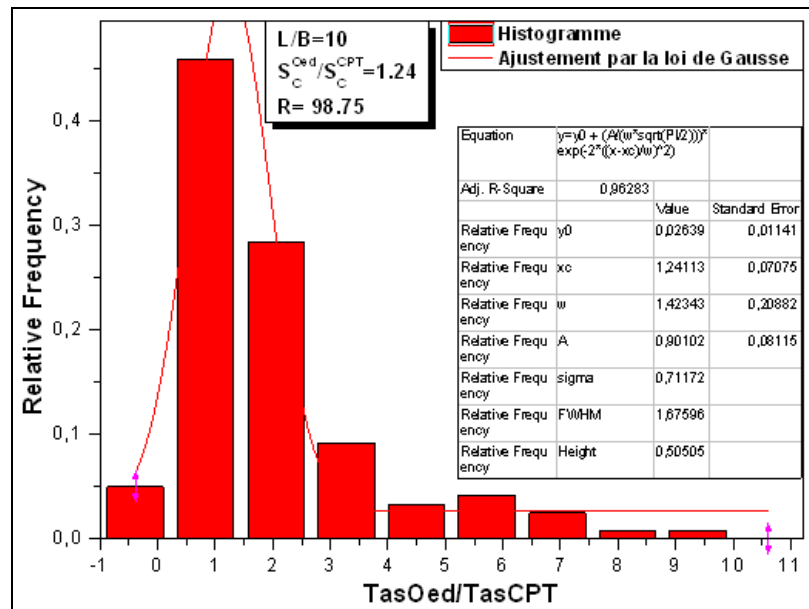


Figure 3.9: Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (s_c^{CPT}) – cas d’une fondation filante

Les résultats trouvés suivant l'analyse statistique des données sont regroupés dans le tableau 3.9 :

Tableau 3.9 : Résultats de l'analyse statistique sur l'influence de la forme des fondations

Type de fondation	Rapport $\left(\frac{L}{B}\right)$	Analyse statistique	
		$\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{CPT}}\right)$	R
Fondation carrée	$\left(\frac{L}{B} = 1\right)$	1,48	98,83 %
Fondation isolée	$\left(\frac{L}{B} = 2\right)$	1,32	98,95 %
Fondation filante	$\left(\frac{L}{B} = 10\right)$	1,24	98,75 %

Les résultats trouvés sont regroupés en détails dans l'annexe N° 05.

Selon les résultats de l'analyse statistique faite sur la population du rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{CPT}}\right)$, la forme de la fondation, à travers le paramètre $\left(\frac{L}{B}\right)$, a une influence sur le tassement.

La figure (3.9) montre la variation du rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{CPT}}\right)$ en fonction de $\left(\frac{L}{B}\right)$

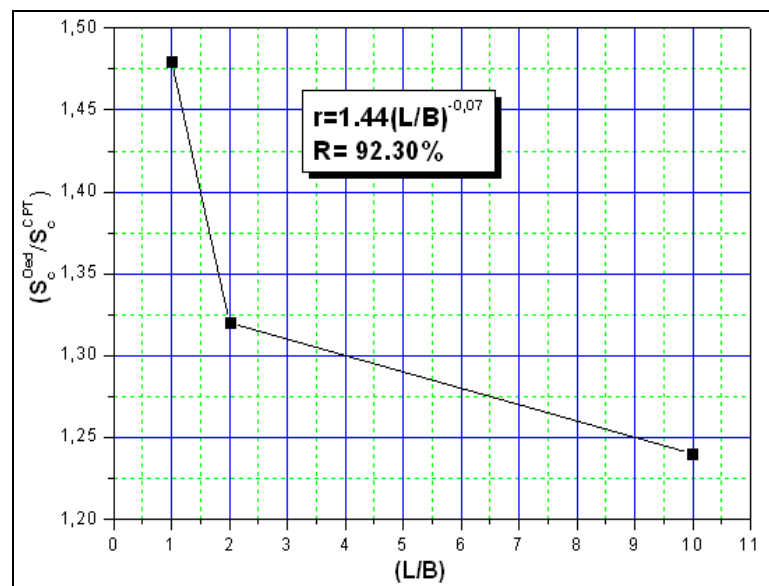


Figure 3.9: Variation du rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{CPT}}\right)$ en fonction de $\left(\frac{L}{B}\right)$

L'ajustement par moindres carrées donne la formule suivante de calage du tassement :

$$r = 1,44 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{-0,07} \quad (3.10)$$

Où le coefficient d'ajustement: $R = 92,30 \%$.

Donc la formule proposé pour le calcul du tassement oedométrique d'une fondation superficielle à partir de l'essai de pénétration statique quelque soit le rapport $\left(\frac{L}{B}\right)$ est présenté comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_v \leq (\sigma_c = 0,061 \times q_c) : s = 1,44 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{-0,07} \cdot \frac{H \times \Delta \sigma'_v}{2,22 q_c (1 + 0,018 \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma_{v0}})} \\ \sigma'_v \geq (\sigma_c = 0,061 \times q_c) : s = 1,44 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{-0,07} \cdot \frac{H \times \Delta \sigma'_v}{2,22 q_c (1 + 0,035 \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma_{v0}})} \end{array} \right. \quad (3.11)$$

Conclusion

Ce chapitre est consacré à l'étude du tassement oedométrique à partir des paramètres d'essais de pénétration statique. Cette dernière se base essentiellement sur les corrélations faites à l'aide des études statistiques des différents rapports géotechniques.

On a proposé pour cela, une approche de calcul du tassement des fondations superficielles à l'aide de l'essai de pénétration statique

L'étude de l'effet des dimensions de la fondation superficielle sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai CPT a montré l'existence d'une influence dimensionnelle non négligeable sur le calcul du tassement. Ce qui nous a poussés à en tenir compte dans la formule de calcul du tassement.

CHAPITRE 4

CALCUL DU TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS MULTICOUCHE

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, cette étude a pour objectif d'étudier les méthodes de calcul de tassement instantané des fondations superficielles dans un sol fin multicouche considéré infiniment épais sous un comportement élastique linéaire.

Nous allons essayer dans ce qui suit d'utiliser les valeurs des modules de cisaillement G mesurés à partir de l'essai down hole, pour déduire les valeurs des modules de déformation $[E = 2.(1 + \nu).G]$ et les inclure dans les formules de Steinbrenner pour le calcul du tassement d'une fondation de forme rectangulaire, et les formules de Vesic pour le calcul du tassement d'une fondation de forme circulaire.

On mènera une comparaison générale entre le tassement calculé à partir de la méthode d'intégration par tranche basée sur l'essai œdométrique d'une part, et d'autre par le tassement calculé à la base des deux méthodes (Steinbrenner et Vesic) en fonction du module de déformation, E déduit de l'essai down hole pour un sol fin multicouche.

4.2 Hypothèses

Le sol est assimilé à un milieu semi-infini élastique à surface horizontale. Le calcul des contraintes dans ce massif chargé et basé sur l'utilisation du principe de superposition. Ce dernier résulte de l'hypothèse sur la loi de comportement du sol élastique linéaire.

La contrainte réelle s'exerçant à une profondeur Z sur une facette horizontale, (σ_z) est égale à la somme de la contrainte naturelle (σ_{v0}) , due au poids des terres qui surmontent un point avant tout chargement, et de la contrainte due aux surcharges $(\Delta\sigma_v)$.

$$\sigma_z = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v \quad (4.1)$$

D'une façon générale, la contrainte $(\Delta\sigma_v)$, s'exerçant sur une facette horizontale, résultant de l'action d'une charge verticale uniformément répartie d'intensité (q) est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_z = I_z \cdot q \quad (4.2)$$

I_z : Est un nombre sans dimension, inférieur à 1, appelé coefficient d'influence. Il est en fonction de :

- La profondeur (Z) ;
- La forme de la dimension de l'aire chargée ;
- L'écartement d'un point quelconque considéré par rapport au centre de gravité de l'aire chargée.

4.3 Calcul du tassement instantané à partir de la méthode de Steinbrenner (1934)

Cette méthode suppose que le massif d'un sol est considéré ayant une épaisseur H . La méthode suppose aussi que le point étudié coïncidant avec un des autres coins du rectangle $(L \times B)$.

Steinbrenner a proposé une formule de calcul du tassement dans un sol fin multicouche [17]:

$$S_b^i = q.B. \left[\sum_{k=1}^{N-1} \frac{I_{k+1}^p - I_k^p}{E_k} + \frac{I_N^p}{E_N} \right] \quad (4.3)$$

La détermination de ce tassement dû à un chargement uniforme q sous un rectangle caractérisé par (LxB) , repose suivant Steinbrenner sur le principe de la superposition valable lors le calcul de la variation de la contrainte verticale $\Delta\sigma_v$ en tout point pour tout chargement admissible [17].

Donc le tassement (s_b^i) d'une couche comprise entre la couche (k) et une autre $(k+1)$ correspond à la différence de tassement :

$$S_b^i = S_K^{\text{Pied}} - S_K^{\text{Toit}} \quad (4.4)$$

Avec :

S_K^{Pied} : Tassement de pied de la couche K ;

S_K^{Toit} : Tassement du toit de la couche K.

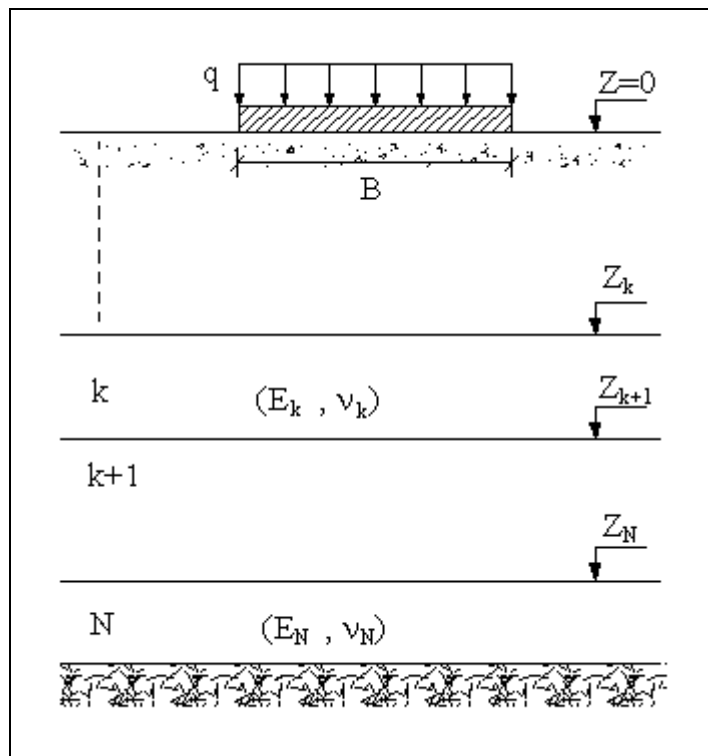


Figure 4.1: Principe de la superposition des couches de sol - fondation rectangulaire -

- Le terme $q.B. \left[\frac{I_{k+1}^z - I_k^z}{E_k} \right]$ représente le tassement de la tranche K épais de $(Z_{K+1} - Z_K)$;
- Le terme $s_b^i = q.B. \left[\frac{I_N^z}{E_N} \right]$ représente le tassement de la dernière tranche reposant sur le substratum ;
- La méthode repose sur le principe de la superposition valable en élasticité :

$$s_b^i = \sum_{K=1}^N s^K = \sum_{K=1}^N (s_K^{\text{Pied}} - s_K^{\text{Toit}}) + s^N \quad (4.5)$$

- Pour évaluer le tassement au centre, on doit écrire :

$$s_b^i = 2.q.B. \left[\sum_{k=1}^{N-1} \frac{I_{k+1}^z - I_k^z}{E_k} + \frac{I_N^z}{E_N} \right] \quad (4.6)$$

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

- En cas d'une fondation rigide le tassement est calculé en considérant la fondation comme étant souple et on retient par la suite 80% du tassement s_c^i calculé :

$$s_c^i (\text{F.rigide}) = 0,80 s_c^i (\text{F.souple}) \quad (4.7)$$

4.3.1 Construction de la base des données

L'objectif de cette étude est de bâtir une base de données regroupe tous les paramètres des rapports d'étude géotechnique utilisés pour faire une comparaison entre le tassement instantané calculer a partir de l'essai oedométrique, et celui développé par la méthode de Steinbrenner pour un sol multicouche.

Les critères de notre base de données sont les suivantes :

- L'étude a été choisie pour des sols fins argileux mesurés au-dessous de la nappe phréatique ;
- L'étude sera faite pour un sol multicouche repose sur un substratum ayant une profondeur égale a celle ou s'arrête l'essai down hole ;
- Le calcul du tassement dû à un chargement uniforme q sous une fondation souple de forme rectangulaire caractérisé par (LxB).

4.3.2 Calcul du tassement instantané à partir de la méthode de Steinbrenner

- Estimation des facteurs d'influence de la méthode de Steinbrenner

La méthode de Steinbrenner repose essentiellement sur la détermination des deux paramètres importants, qui sont :

- L'élancement horizontal de la fondation : $m = L/B$;
- La profondeur relative du point étudié : $n = 2Z/B$.

La détermination de ces deux paramètres donne la possibilité de trouver les différentes valeurs des facteurs : F_1 et F_2 dans le but de déterminer une valeur de coefficient d'influence de la surcharge q (I_z), tel que :

$$I_z = f\left(n = \frac{2Z}{B}, m = \frac{L}{B}\right) \quad (4.8)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \cdot m \cdot \text{Ln} \left[\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{m^2 + n^2}}{m \cdot (1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right] + \frac{1}{\pi} \cdot \text{Ln} \left[\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + n^2}}{(1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right] \quad (4.9)$$

$$F_2 = \frac{n}{2\pi} \cdot \text{arctg} \left[\frac{m}{n \cdot \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right] = \frac{n}{2\pi} \cdot \text{arc sin} \left[\frac{m}{\sqrt{m^2 + n^2} \cdot \sqrt{1 + n^2}} \right] \quad (4.10)$$

La contrainte à la verticale d'un point quelconque A s'obtient en définissant, à partir du rectangle effectivement chargée et du point considéré, quatre rectangles ayant chacun un angle à la verticale du point A. Le coefficient d'influent total, à la verticale de A, est

obtenu par application du principe de superposition en faisant a somme algébrique des coefficients d'influence de chacun des rectangle [15].

Si le point A étudié en profondeur ne coïncide pas avec un des coins du rectangle, le principe de superposition des effets est utilisée comme suit [17] :

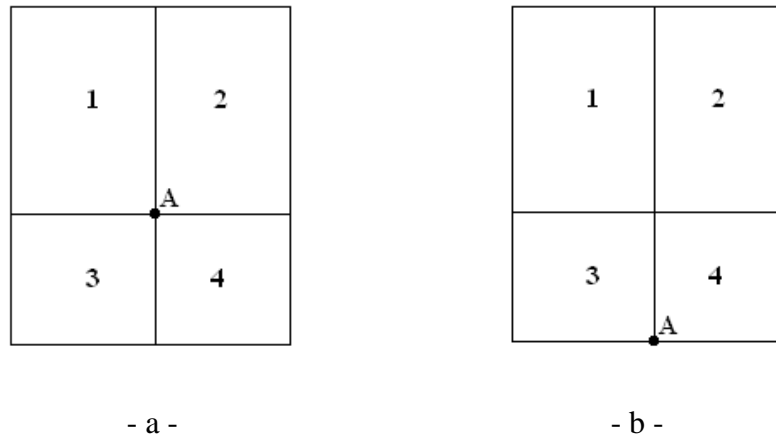


Figure 4.2: Schéma de superposition de sous-rectangles

- Le point A situé à l'intérieur du rectangle (figure 4.2 -a-) :

$$I_z = I_{z1} + I_{z2} + I_{z3} + I_{z4} \quad (4.11)$$

Tel que :

I_{zi} : sont les coefficients d'influence obtenus en décomposant le rectangle chargé en 4 sou-rectangle adjacents, comme le schématise la figure 4.2 :

- Le point A situé à l'extérieur du rectangle (figure 4.2 -b-) :

$$I_z = I_1 + I_2 - I_3 - I_4 \quad (4.12)$$

- Estimation du module de déformation

Le module de déformation E utilisé dans la méthode de Steinbrenner est calculé par la formule (4.13) estimé en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement V_S tiré à partir de l'essai down hole :

$$E_{\max} = 2(1 + \nu)G_{\max} = 2(1 + \nu)\rho V_S^2 \quad (4.13)$$

- Estimation du tassement à partir de la méthode de Steinbrenner

La méthode de Steinbrenner traite le tassement d'une fondation superficielle pour chaque tranche i par l'introduction des paramètres déterminés à partir de l'estimation des différents facteurs : (n) , (m) , (F_1) , (F_2) , dans la formule (4.3).

Les hypothèses supposées pour le calcul du tassement oedométrique des fondations superficielles à partir de la méthode de Steinbrenner sont les suivantes,

- Le calcul s'effectue pour des fondations de type rectangulaire ;
- L'ancrage de la fondation D supposé égal à 1,50 m à partir de terrain naturel ;
- La profondeur utile Z_{utile} doit être égale à celle où s'arrête l'essai down hole;
- L'augmentation de la surcharge $(\Delta\sigma'_v)$ soit inférieure ou égale à 10% de la pression de base, selon la méthode de Newmark ;
- Le calcul du tassement s'effectue pour un seul incrément de charge $q = 20 \text{ kPa}$;
- Le tassement sera calculé au centre de la fondation est la somme des tassements des quartes sous rectangles égale à $s_C^i = 4.s_b^i$

4.3.3 Exemple de calcul d'un cas d'étude

- Calcul du tassement à partir de l'essai oedométrique

On va appliquer la méthodologie de notre base de données sur le même cas réel utilisé lors de l'étude du tassement oedométrique à partir de l'essai oedométrique, on se basant sur les différentes valeurs d'interpolation attribuées dans le tableau (4.1) pour un seul incrément de charge $q = 20 \text{ kPa}$.

Tableau 4.1 : Résultats de calcul du tassement oedométrique d'une fondation rectangulaire

Rapport 07 / SC 01							
N° de tranche	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta\sigma'_{v0}$ (kPa)	σ'_v (kPa)	σ_c (kPa)	E_{Oed} (MPa)	ε (%)	s_c^{Oed} (mm)
1	20,320	2,220	22,540	227,65	4,497	0,0494	0,2468
2	25,450	2,212	27,662	227,01	5,125	0,0432	0,2158
3	30,680	2,185	32,865	226,36	5,671	0,0385	0,1926
4	36,015	2,132	38,147	225,40	6,152	0,0347	0,1733
5	41,448	2,053	43,500	224,75	6,485	0,0317	0,1583
6	46,985	1,952	48,937	223,79	6,818	0,0286	0,1431
7	52,625	1,836	54,461	223,15	7,254	0,0253	0,1265
8	58,355	1,712	60,067	222,18	7,567	0,0226	0,1131
9	64,183	1,586	65,768	221,54	7,853	0,0202	0,1010
10	70,105	1,463	71,568	220,90	8,058	0,0182	0,0908
11	76,130	1,345	77,475	219,93	8,318	0,0162	0,0809
12	82,268	1,235	83,502	219,29	8,464	0,0146	0,0729
13	88,503	1,133	89,635	218,32	8,696	0,0130	0,0651
14	94,263	1,039	95,302	217,68	8,792	0,0118	0,0591
15	99,278	0,955	100,232	216,72	8,875	0,0108	0,0538
16	104,105	0,877	104,982	216,07	8,917	0,0098	0,0492
17	109,025	0,808	109,833	215,11	8,977	0,0090	0,0450
18	114,263	0,745	115,007	214,46	8,991	0,0083	0,0414
19	119,748	0,688	120,436	213,82	9,063	0,0076	0,0380
20	125,190	0,637	125,827	212,86	9,141	0,0070	0,0348
21	130,590	0,591	131,181	212,22	9,191	0,0064	0,0321
22	135,953	0,549	136,501	211,25	9,188	0,0060	0,0299
23	141,280	0,511	141,791	210,61	9,239	0,0055	0,0276
24	146,565	0,476	147,041	209,00	9,281	0,0051	0,0257
25	151,808	0,445	152,252	208,03	9,298	0,0048	0,0239
26	157,013	0,416	157,429	207,39	9,270	0,0045	0,0225
27	162,180	0,390	162,570	206,75	9,349	0,0042	0,0209
28	167,305	0,366	167,671	205,78	9,292	0,0039	0,0197
29	172,390	0,345	172,735	204,82	9,304	0,0037	0,0185
30	177,438	0,325	177,762	204,18	9,259	0,0035	0,0175
31	182,445	0,306	182,751	203,53	9,244	0,0033	0,0166
32	187,410	0,289	187,699	202,89	9,211	0,0031	0,0157
33	192,333	0,274	192,606	202,25	9,188	0,0030	0,0149
34	197,220	0,259	197,479	201,60	9,181	0,0028	0,0141
$s_c^{Oed} = \sum_1^n s_i$							2,40 mm

Donc pour chaque tranche i on a trouvé une valeur du tassement oedométrique.

La somme des tassements nous a donnée un tassement oedométrique global

$$\text{égal à } s_c^{Oed} = \sum_1^n s_i = 2,40 \text{ mm.}$$

• Calcul du tassement à partir de la méthode de Steinbrenner

Tableau 4.2 : Résultats de calcul du tassement à partir de la méthode de Steinbrenner

Vp (m/s)	Vs (m/s)	v	ρ (Kg/m3)	G (Bar)	E	m=L/B	n	F1	F2	Iρ	q	B (m)	s _c ^{Stein} (mm)
880	300	0,434	2150,00	1935,00	5550,54	1	0,458	0,017	4,065	0,781	0,20	8,74	0,06197
880	300	0,434	2150,00	1935,00	5550,54	1	0,572	0,026	4,453	0,861	0,20	8,74	0,05254
880	300	0,434	2150,00	1935,00	5550,54	1	0,686	0,035	4,681	0,911	0,20	8,74	0,04541
880	300	0,434	2150,00	1935,00	5550,54	1	0,801	0,044	4,787	0,938	0,20	8,74	0,03637
1830	620	0,435	2150,00	8264,60	23722,15	1	0,915	0,053	4,805	0,937	0,20	8,74	0,03670
1830	620	0,435	2150,00	8264,60	23722,15	1	1,030	0,062	4,761	0,936	0,20	8,74	0,03611
1830	620	0,435	2150,00	8264,60	23722,15	1	1,144	0,070	4,675	0,927	0,20	8,74	0,03571
1830	620	0,435	2150,00	8264,60	23722,15	1	1,259	0,079	4,563	0,913	0,20	8,74	0,08384
680	300	0,379	2150,00	1935,00	5337,36	1	1,373	0,086	4,434	1,552	0,20	8,74	0,02371
680	300	0,379	2150,00	1935,00	5337,36	1	1,487	0,093	4,296	1,512	0,20	8,74	0,02317
680	300	0,379	2150,00	1935,00	5337,36	1	1,602	0,100	4,154	1,470	0,20	8,74	0,02303
680	300	0,379	2150,00	1935,00	5337,36	1	1,716	0,106	4,012	1,428	0,20	8,74	0,02315
680	300	0,379	2150,00	1935,00	5337,36	1	1,831	0,112	3,873	1,387	0,20	8,74	0,02346
680	300	0,379	2150,00	1935,00	5337,36	1	1,945	0,117	3,738	1,346	0,20	8,74	0,25851
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,059	0,122	3,607	0,445	0,20	8,74	0,03582
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,174	0,127	3,482	0,436	0,20	8,74	0,03585
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,288	0,131	3,362	0,428	0,20	8,74	0,03589
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,403	0,135	3,248	0,420	0,20	8,74	0,03592
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,517	0,138	3,140	0,412	0,20	8,74	0,03596
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,632	0,142	3,038	0,405	0,20	8,74	0,03600
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,746	0,145	2,940	0,398	0,20	8,74	0,03603
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,860	0,148	2,848	0,391	0,20	8,74	0,03607
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	2,975	0,151	2,760	0,385	0,20	8,74	0,03610
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,089	0,153	2,677	0,379	0,20	8,74	0,03613
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,204	0,155	2,598	0,373	0,20	8,74	0,03616
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,318	0,158	2,524	0,367	0,20	8,74	0,03619
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,432	0,160	2,453	0,362	0,20	8,74	0,03622
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,547	0,162	2,385	0,357	0,20	8,74	0,03624
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,661	0,164	2,321	0,353	0,20	8,74	0,03626
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,776	0,165	2,260	0,348	0,20	8,74	0,03629
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	3,890	0,167	2,201	0,344	0,20	8,74	0,03631
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	4,005	0,169	2,146	0,339	0,20	8,74	0,03633
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	4,119	0,170	2,093	0,336	0,20	8,74	0,03635
2010	500	0,467	2150,00	5375,00	15770,46	1	4,233	0,172	2,042	0,332	0,20	8,74	0,03677
												$S_i = \sum S_i$	0,97 mm

Donc pour chaque tranche i on a trouvé une valeur du tassement à l'aide des formules de la méthode de Steinbrenner.

La somme des tassements nous a donnée un tassement global égal à

$$s_c^{\text{Stein}} = \sum_1^n s_i = 0,97 \text{ mm.}$$

4.3.4 Etude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de la méthode de Steinbrenner

L'étude comparative pour une charge q supposée égale à 20 kPa nous donne la possibilité de faire un calage entre la méthode oedométrique utilisé pour le calcul du tassement et la méthode de Steinbrenner proposée.

Notre étude a pour but de tester les valeurs des tassements trouvés suivant une étude statistique de la population $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Stein}} \right)$ pour trois types de fondations superficielles :

Fondation carrée : $\left(\frac{L}{B} = 1 \right)$;

Fondation isolée: $\left(\frac{L}{B} = 2 \right)$;

Fondation filante : $\left(\frac{L}{B} = 10 \right)$.

4.3.5 Résultats de calcul de tassement pour chaque type de fondation

a) Fondation carrée : $\left(\frac{L}{B} = 1 \right)$

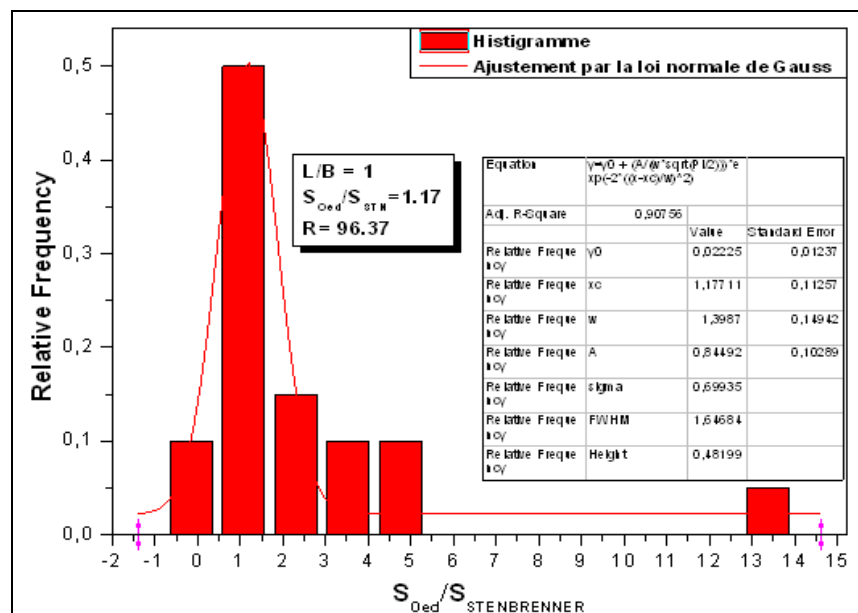


Figure 4.3 : Corrélation entre (S_c^{Oed}) et (S_c^{Stein}) – cas d'une fondation carrée

b) Fondation isolée : $\left(\frac{L}{B} = 2\right)$

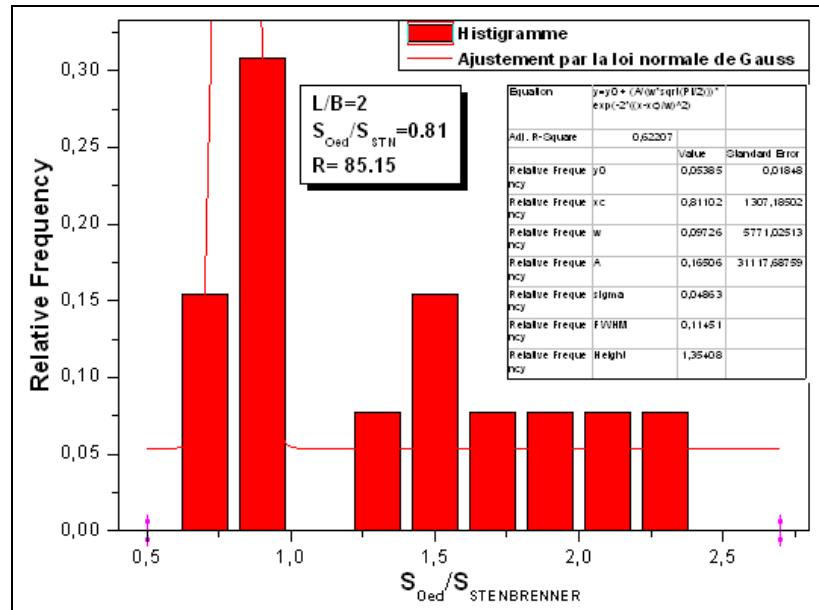


Figure 4.4 : Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (S_c^{Stein}) – cas d’une fondation isolée

c) Fondation filante: $\left(\frac{L}{B} = 10\right)$

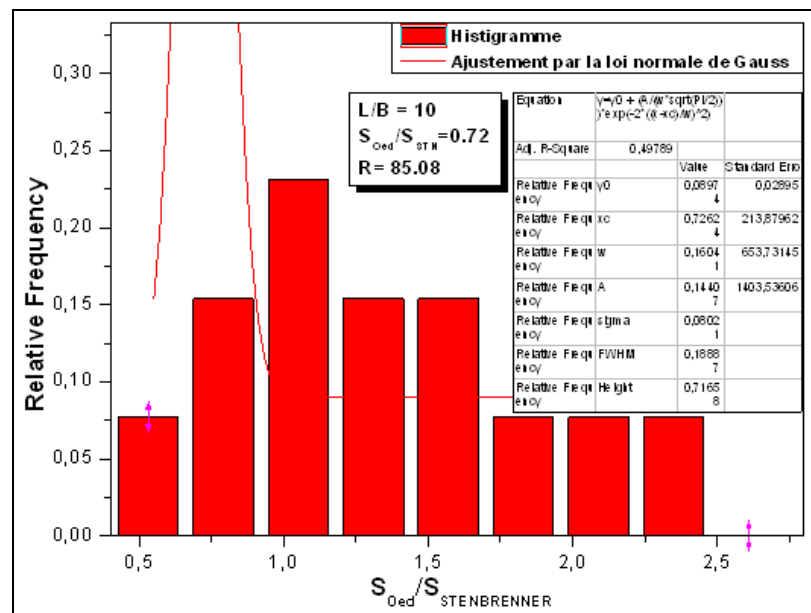


Figure 4.5: Corrélation entre (s_c^{Oed}) et (S_c^{Stein}) – cas d’une fondation filante

Les résultats de l'analyse statistique des données sont regroupés dans le tableau 4.3 :

Tableau 4.3 : Résultats de l'analyse statistique du rapport $\left(r = \frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Stein}} \right)$

Type de fondation	Rapport $\left(\frac{L}{B} \right)$	Analyse statistique	
		$\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Stein}} \right)$	R
Fondation carrée	$\left(\frac{L}{B} = 1 \right)$	1,17	96,37 %
Fondation isolée	$\left(\frac{L}{B} = 2 \right)$	0,81	85,15 %
Fondation filante	$\left(\frac{L}{B} = 10 \right)$	0,72	85,08 %

On conclut que le coefficient de calage dépend de la forme de la fondation, comme le montre la figure (4.6).

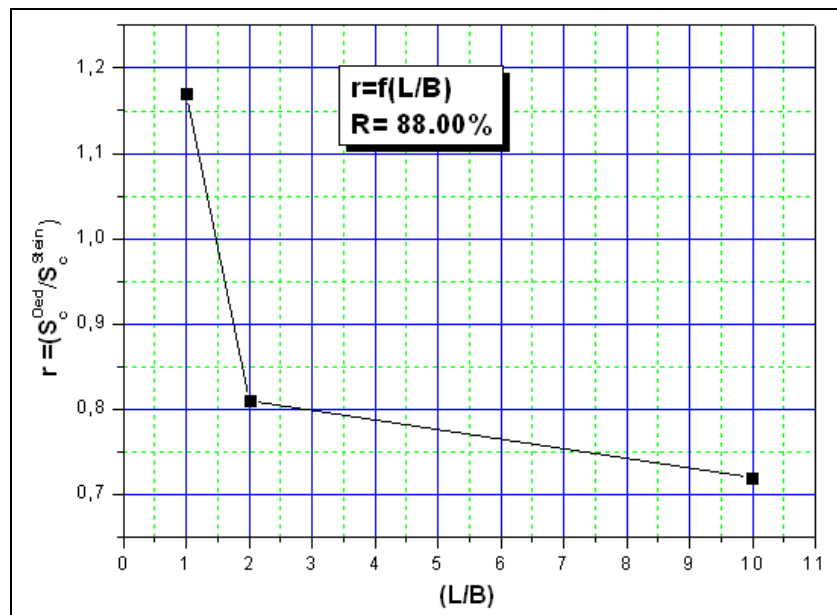


Figure 4.6: Variation du rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Stein}} \right)$ en fonction de $\left(\frac{L}{B} \right)$

On trouve après ajustement par moindres carrés :

$$r = 1,10 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{-0,21} \quad (4.14)$$

Où le coefficient d'ajustement: $R = 88,00 \%$.

A partir des résultats trouvés, on peut conclure que la formule de calcul du tassement instantané suivant la méthode de Steinbrenner, dans un sol multicouche quelque soit le rapport $\left(\frac{L}{B} \right)$, est présenté comme suite :

$$s_c^{\text{Stein}} = 1,10 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{-0,21} \left[q \cdot B \cdot \left(\sum_{k=1}^{N-1} \frac{I_{k+1}^z - I_k^z}{E_k} + \frac{I_N^z}{E_N} \right) \right] \quad (4.15)$$

4.4 Calcul du tassement instantané à partir de la méthode de Vesic

Vesic a proposé une méthode qui consiste à calculer le tassement d'une fondation superficielle de forme circulaire ayant un rayon R sous un chargement uniforme q . Cette méthode est utilisée pour les massifs de sol d'une épaisseur H .

4.4.1 Estimation du tassement instantané à partir de la méthode de Vesic (1963)

Selon le même principe de superposition étudié à partir de la méthode Steinbrenner, Vesic a donné une formule de calcul du tassement (s_b^i) d'une fondation circulaire souple ou rigide.

$$s_c^i = 2 \cdot R \cdot q \cdot \sum_{K=1}^N \frac{(1 - \nu_K^2)}{E_K} \cdot (I_p^K - I_p^{K-1}) \quad (4.16)$$

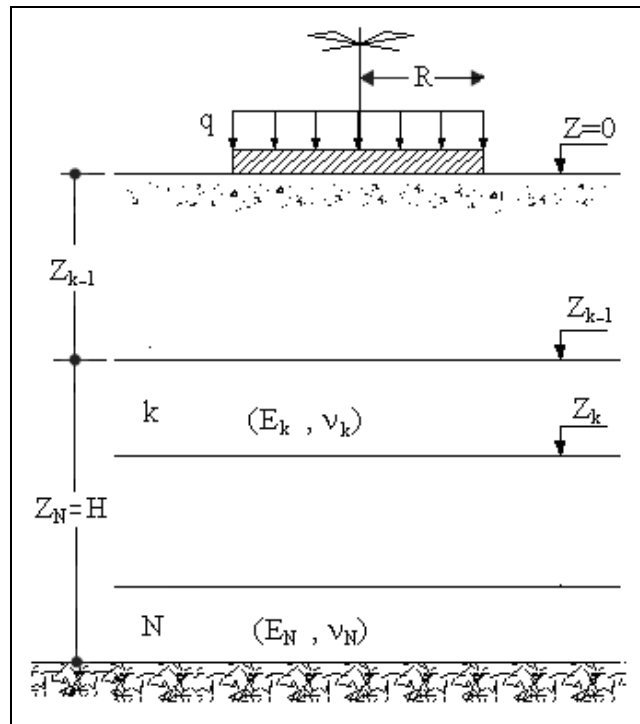


Figure 4.7: Principe de la superposition du tassement des couches de sol
- fondation circulaire -

I_z^K : dépend de (v_k) et de $\left(\frac{Z_k}{R}\right)$ (voir tableau 4.4)

Tel que : Z_k est la distance de pied de la couche K à la surface du sol.

Tableau 4.4 : Valeurs de I_z en fonction de $\left(\frac{Z_k}{R}\right)$

a) - cas d'une fondation rigide

$\frac{Z_k}{R}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15
$v=0,33$	0,20	0,40	0,51	0,58	0,62	0,65	0,66	0,68	0,70	0,71	0,73
$v=0,50$	0,15	0,35	0,47	0,55	0,59	0,62	0,65	0,66	0,67	0,68	0,72

b) - cas d'une fondation souple

$\frac{Z_k}{R}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15
$v=0,33$	0,40	0,60	0,72	0,80	0,83	0,86	0,87	0,89	0,91	0,92	0,94
$v=0,50$	0,30	0,55	0,67	0,74	0,80	0,83	0,86	0,87	0,88	0,90	0,93

4.4.2 Construction de la base de données

Notre objectif dans cette partie est de regrouper les différentes informations des rapports d'étude géotechnique, pour l'estimation des paramètres de calcul du tassement par la méthode de Vesic et de construire une base de données utilisée pour la comparaison entre le tassement calculé par l'essai œdométrique, et celui calculé par la méthode de Vesic.

- Méthodologie de calcul du tassement œdométrique d'une fondation circulaire
 1. Détermination des caractéristiques de sol : la teneur en eau (w), le degré de saturation (S_r), les poids spécifiques ($\gamma_s, \gamma_d, \gamma'$), l'indice des vides (e)...
 2. Détermination des paramètres de l'essai œdométrique : contrainte de préconsolidation, les coefficients (C_c, C_s, C_g), le module œdométrique initiale E_{oed} .
 3. Le calcul du tassement œdométrique sous une fondation circulaire se fait selon la méthode des tranches en utilisant la méthode de Boussinesq pour trouver l'augmentation des contraintes appliquées $\Delta\sigma_v$ le long de l'axe de symétrie de la fondation ($r/R = 0$). Pour déterminer le rayon R de la fondation, il suffit de fixer d'une manière analogue la profondeur d'arrêt de l'essai down hole (Z_{utile}) comme correspondant à 10% de la contrainte à la base de la fondation ce qui permet de déduire le rayon R de calcul.

$$R = \frac{Z_{utile}}{5} \quad (4.17)$$

4. Détermination du facteur d'influence (I_z) de la surcharge circulaire q , on se basant sur le principe d'interpolation, et extrapolation linéaire entre les valeurs de ce facteur à l'aide du tableau (4.4) ;
5. calcul du tassement œdométrique selon le cas de consolidation.

- Méthodologie de calcul du tassement selon Vesic

1. La méthode tient compte de la rigidité de la fondation circulaire. Pour notre étude le calcul se fait pour une fondation souple ;
2. Le module de déformation E intervenant dans la formule de calcul du tassement par la méthode de Vesic, est calculé directement à partir du module de cisaillement G mesuré de l'essai down hole suivant la formule (4.13) ;
3. Le calcul du tassement se fait pour une surcharge circulaire en surface égale à $q = 20$ kPa.

4.4.3 Exemple de calcul d'un cas d'étude

- Calcul du tassement à partir de l'essai oedométrique

Dans ce qui suit, on va appliquer la même démarche utilisée par la méthode de Steinbrenner pour calculer le tassement oedométrique sur le même cas réel utilisé. Cette démarche sera faite pour un seul incrément de charge supposant égal $q = 20$ kPa

Tableau 4.5 : Résultats de calcul du tassement oedométrique d'une fondation circulaire

Rapport 07 / SC 01									
Z	σ'_{v0} (kPa)	I_c	$\Delta\sigma'_{v0}$ (kPa)	σ'_v (kPa)	σ_c (kPa)	E_{Oed} (MPa)	ε (%)	s_c^{Oed} (mm)	
1	1,75	17,78	0,5654	11,31	29,09	227,65	4,8107	0,02351	1,1754
2	2,25	23,3	0,3797	7,59	30,90	227,01	5,2160	0,01456	0,7280
3	2,75	29,03	0,2511	5,02	34,05	226,36	5,6739	0,00885	0,4426
4	3,25	35,04	0,1688	3,38	38,42	225,40	6,1873	0,00546	0,2729
5	3,75	41,07	0,1168	2,34	43,41	224,75	6,6042	0,00354	0,1768
6	4,25	47,58	0,0833	1,67	49,24	223,79	7,0602	0,00236	0,1179
7	4,75	53,96	0,0611	1,22	55,19	223,15	7,6172	0,00160	0,0802
8	5,25	60,7	0,0460	0,92	61,62	222,18	8,1005	0,00114	0,0568
9	5,75	67,54	0,0354	0,71	68,25	221,54	8,5568	0,00083	0,0414
10	6,25	74,64	0,0278	0,56	75,19	220,90	8,9219	0,00062	0,0311
11	6,75	82,08	0,0222	0,44	82,53	219,93	9,3717	0,00047	0,0237
12	7,25	89,81	0,0180	0,36	90,17	219,29	9,7343	0,00037	0,0185
13	7,75	97,29	0,0148	0,30	97,59	218,32	10,1191	0,00029	0,0146
14	8,25	86,57	0,0123	0,25	86,82	217,68	8,5905	0,00029	0,0143
15	8,75	83,71	0,0103	0,21	83,92	216,72	7,9999	0,00026	0,0129
16	9,25	90,13	0,0087	0,17	90,30	216,07	8,3053	0,00021	0,0105
17	9,75	96,93	0,0075	0,15	97,08	215,11	8,6245	0,00017	0,0087
18	10,25	109,9	0,0064	0,13	110,03	214,46	9,3912	0,00014	0,0069
19	10,75	115,5	0,0056	0,11	115,61	213,82	9,5539	0,00012	0,0058
20	11,25	121,91	0,0049	0,10	122,00	212,86	9,7720	0,00010	0,0050
21	11,75	126,46	0,0043	0,09	126,55	212,22	9,8332	0,00009	0,0044
22	12,25	130,95	0,0038	0,08	131,02	211,25	9,8283	0,00008	0,0038
23	12,75	135,36	0,0034	0,07	135,43	210,61	9,8736	0,00007	0,0034
24	13,25	139,37	0,0030	0,06	139,43	209,00	9,8883	0,00006	0,0030
25	13,75	143,62	0,0027	0,05	143,68	208,03	9,9187	0,00005	0,0027
26	14,25	147,8	0,0024	0,05	147,85	207,39	9,8914	0,00005	0,0024
27	14,75	151,91	0,0022	0,04	151,95	206,75	9,9606	0,00004	0,0022
28	15,25	155,57	0,0020	0,04	155,61	205,78	9,9004	0,00004	0,0020
29	15,75	159,52	0,0018	0,04	159,55	204,82	9,9086	0,00004	0,0018
30	16,25	163,39	0,0016	0,03	163,42	204,18	9,8659	0,00003	0,0016
31	16,75	167,19	0,0015	0,03	167,22	203,53	9,8658	0,00003	0,0015
32	17,25	170,5	0,0014	0,03	170,53	202,89	9,7937	0,00003	0,0014
33	17,75	174,14	0,0012	0,02	174,17	202,25	9,7864	0,00003	0,0013
34	18,25	177,71	0,0011	0,02	177,73	201,60	9,7753	0,00002	0,0012
$s_c^{Oed} = \sum_1^n S_i$								3,27 mm	

La somme des tassements de l'ensemble du tassement des tranches i , nous a donnée

un tassement oedométrique global égal à $s_c^{Oed} = \sum_1^n S_i = 3,27$ mm.

- Calcul du tassement à partir de la méthode de Vesic

Tableau 4.6 : Résultats de calcul du tassement à partir de la méthode de Vesic

Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν	ρ (g/m ³)	G (MPa)	E (MPa)	R (m)	q (kPa)	I _z	s _c ^{Vesic} (mm)
880	300	0,434	2150	193,50	555,05	3,65	20	0,093	0,6190
880	300	0,434	2150	193,50	555,05	3,65	20	0,122	0,5976
880	300	0,434	2150	193,50	555,05	3,65	20	0,150	0,6190
880	300	0,434	2150	193,50	555,05	3,65	20	0,179	0,5763
1830	620	0,435	2150	826,46	2372,21	3,65	20	0,206	0,1247
1830	620	0,435	2150	826,46	2372,21	3,65	20	0,231	0,1447
1830	620	0,435	2150	826,46	2372,21	3,65	20	0,260	0,1347
1830	620	0,435	2150	826,46	2372,21	3,65	20	0,287	0,1347
680	300	0,379	2150	193,50	533,74	3,65	20	0,314	0,6324
680	300	0,379	2150	193,50	533,74	3,65	20	0,341	0,6792
680	300	0,379	2150	193,50	533,74	3,65	20	0,370	0,6324
680	300	0,379	2150	193,50	533,74	3,65	20	0,397	0,3982
680	300	0,379	2150	193,50	533,74	3,65	20	0,414	0,3513
680	300	0,379	2150	193,50	533,74	3,65	20	0,429	0,3279
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,443	0,1231
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,460	0,1086
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,475	0,1013
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,489	0,1231
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,506	0,0724
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,516	0,0796
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,527	0,0579
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,535	0,0724
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,545	0,0796
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,556	0,0579
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,564	0,0579
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,572	0,0796
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,583	0,0290
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,587	0,0434
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,593	0,0507
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,600	0,0434
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,606	0,0290
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,610	0,0290
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,614	0,0579
2010	500	0,467	2150	537,50	1577,05	3,65	20	0,622	0,0453
$s_c^{\text{Visic}} = \sum_1^n S_i$									5,29 mm

La somme des tassements trouvé à partir de la méthode de Vesic nous a donnée un

tassement global égal à $s_c^{\text{Visic}} = \sum_1^n S_i = 5,29 \text{ mm}$.

4.4.4 Etude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de la méthode de Vesic

Cette étude permet de faire un calage entre la méthode oedométrique utilisé pour le calcul du tassement et la méthode de Vesic proposée pour le calcul du tassement d'une fondation circulaire.

Les valeurs de calcul de cette étude comparative nous permet de faire un calage des résultats du tassement (s_c^{Vesic}) sur les valeurs de (s_c^{Oed}).

Tableau 4.7 : Résultat de calcul du tassement oedométrique et tassement calculé par la méthode de Vesic

N° de rapport	(s_c^{Oed})	(s_c^{Vesic})	$r = \left(\frac{s_c^{\text{Oed}}}{s_c^{\text{Vesic}}} \right)$
01	0,0131	0,1191	0,1097
02	0,0274	0,0195	1,4033
	0,4323	0,0448	9,6452
03	0,0012	0,0455	0,0273
04	0,0525	0,0446	1,1789
05	0,0251	0,0355	0,7068
	0,0475	0,0252	1,8826
	0,0126	0,0359	0,3497
06	0,0056	0,1745	0,0319
07	0,0033	0,0529	0,0618
	0,0020	0,0714	0,0273
08	0,0026	0,0119	0,2151
09	0,0002	0,0419	0,0042
	0,0001	0,0414	0,0024
	0,4101	0,0068	60,2158
10	0,0080	0,0168	0,4741
	0,0157	0,0231	0,6791
	0,0191	0,0216	0,8822
	0,2235	0,0406	5,5016

L'analyse statistique de la population du rapport ($s_c^{\text{Oed}}/s_c^{\text{Vesic}}$) nous a donné des résultats présentés dans la figure (4.8).

Ces résultats sont les suivants :

- Un coefficient d'ajustement : $R = 98,80\%$;

- Une valeur caractéristique (X_c) concernant le rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Vesic}}\right)$ égale à 0,80 ;
- Une valeur de l'écart type (σ) égale à 0,91.

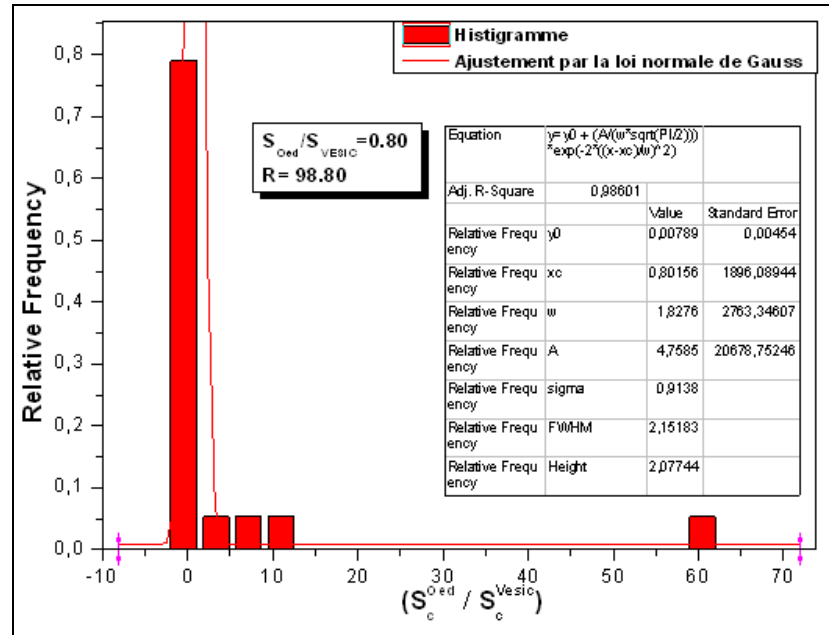


Figure 4.8 : Corrélation entre S_c^{Oed} et S_c^{Vesic} – cas d'une fondation circulaire

On effectue alors un calage d'un rapport $\left(\frac{S_c^{Oed}}{S_c^{Vesic}}\right)$ égal à 0,80.

Donc, quelque soit la valeur de (R), le coefficient (r) de calibration varie et la formule de calcul du tassement instantané suivant la méthode de Vesic est présenté comme suite :

$$s_c^i = 0,80 \cdot \left[2 \cdot R \cdot q \cdot \sum_{K=1}^N \frac{(1 - \nu_K^2)}{E_K} \cdot (I_p^K - I_p^{K-1}) \right] \quad (4.18)$$

4.5 Conclusion

Nous avons présenté à partir de cette étude, deux méthodes de calcul du tassement dans un sol fin assimilé à un massif multicouche élastique considéré infiniment épais.

La première méthode de Steinbrenner calcule le tassement sous une fondation de forme rectangulaire et se base principalement sur le phénomène de superposition des effets. Cette méthode permet d'évaluer le tassement, induit par une ou plusieurs charges rectangulaires, en tout point de la surface d'un multicouche élastique.

La deuxième méthode de Vesic calcule le tassement sous une fondation de forme circulaire. En se basant sur les valeurs de module de déformation E déduit du module de cisaillement G , mesuré à partir de l'essai down hole, les valeurs du module de déformation E sont introduites par la suite dans les formules de calcul du tassement.

La comparaison entre le tassement calculé à partir de ces deux méthodes et le tassement oedométrique nous a mené à effectuer un calage des formules proposées. Dans la méthode de Steinbrenner le calage fait introduire un effet dimensionnel quantifié par l'élançement horizontal $\left(\frac{L}{B}\right)$ de la fondation, alors que dans la méthode de Vesic, il est évalué par un coefficient égal à 0,80.

CONCLUSION

Les études menées lors de nos travaux de thèse ont conduit à contribuer au développement des approches pour l'estimation du tassement des fondations superficielles à la base des essais de laboratoire et des essais in situ.

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la recherche des corrélations à partir des données obtenues suite au traitement de différents rapports géotechnique réalisé dans la région centre du nord de L'Algérie. Ces corrélations sont faites entre les paramètres d'essais pénétrométriques statiques (CPT) et des essais géophysiques de forage (down hole), avec celles des essais œdométriques, dans le but de trouver des relations entre les différents paramètres de sol fin saturé intervenant dans le calcul du tassement.

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 sur place, pour évaluer le tassement des fondations superficielles.

Nous avons procéder par la suite à étudier les corrélations entre les propriétés mesurées à partir de l'essai de forage down hole, et les caractéristiques de consolidation du sol déterminées par l'essai oedométrique, dont on a pu trouver des résultats avec un bon coefficient de corrélation et un coefficient de variation acceptable. Les corrélations trouvées, nous à donner une approche de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai down hole.

Le troisième volet de ce mémoire focalise sur l'étude des corrélations entre les paramètres de l'essai oedométrique, à savoir le module oedométrique et la contrainte de préconsolidation, et celui de l'essai de pénétration statique CPT. Ces corrélations donnent un bon coefficient de corrélation, ce qui nous mène par la suite a validé l'existence d'une

approche de calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai de pénétration statique suite à ces corrélations.

Ensuite nous avons proposé une étude de l'effet des dimensions d'une fondation superficielle sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai CPT. Cette dernière nous a montré l'existence d'une influence dimensionnelle sur le calcul du tassement.

Dans le quatrième volet de ce travail, nous avons essayé d'étudier les tassements des sols multicouches, considérés comme élastique linéaire, à la base de la méthode de Steinbrenner et la méthode de Vesic, on se basant sur les valeurs de module de déformation E déduit du module de cisaillement G mesuré à partir de l'essai down hole.

À partir de ces deux méthodes, les approches de calcul du tassement pour des fondations de forme rectangulaire ou circulaire nous ont conduits à trouver des résultats acceptables, à partir d'une comparaison faite entre le tassement oedométrique et le tassement calculé par ces deux méthodes.

Nous espérons que les approches trouvées constitueront un premier pas pour faire évaluer le calcul du tassement à partir des corrélations trouvées par les différents essais, cette étude s'inscrit dans le cadre d'améliorer le domaine d'utilisation des corrélations, qui constituent une technique très utile pour le progrès des études géotechniques, tant pour compléter des données que pour contrôler les résultats des essais réalisés en laboratoire ou sur place.

L'ensemble des travaux effectués et les résultats présentés montrent bien que plusieurs questions restent à posées. Bien que ce travail soit une compréhension de la problématique de calcul du tassement des fondations superficielles. On ne prétend pas trouver une relation finale, mais son intérêt principal réside sur le fait qu'elle constitue le début d'un travail qui doit être complété par d'autres études pour avoir des données statistiques représentatives.

REFERENCES

1. ARABET, L. « *Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre* » Mémoire de magistère à l'Université 20 Août 1955 de Skikda, Algérie.
2. BAKIR, N. (2006) « *Caractérisation du fluage des sols fins et de leur interaction avec les ouvrages - Application au dimensionnement des remblais sur sols compressibles* », Université Mohamed Boudiaf de M'sila, Algérie.
3. BELHANNACHI C. N. (2010) « *Caractérisation des formations argileuses de la région de Constantine* », Thèse de Doctorat à l'Université Mentouri de Constantine, Algérie.
4. BOUAFIA, A. (2000) « *Mécanique des sols appliquée – problèmes résolus* », Édition OPU, 361 pages.
5. BOUAFIA, A. et MIR, M (2010) « *Introduction à la mécanique des sols*», Édition copyright Eurl pages bleues internationales, 229pages.
6. BOUAFIA, A. (2010) « *Génie civil – Conception et calcul des ouvrages géotechniques*», Édition copyright Eurl pages bleues internationales, 385 pages.
7. BOURGEOIS C. (1997) « *Module de cisaillement a petites déformations des argiles* », thèse du grade maitre es science à l'université de Laval, France.
8. CASSAN, M. (1988) « *Les essais in situ en Mécanique des Sols, Tome 1 : Réalisation et interprétation* » Revue et complété, Edition Eyrolles.
9. CHIKHI, K. (2011) « *Etude expérimentale des matériaux non saturés au cisaillement et à l'oedomètre*», Mémoire de Magistère à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
10. MAGNAN J.P. « *Corrélations entre les propriétés des sols* », Techniques de l'Ingénieur : Code 219.

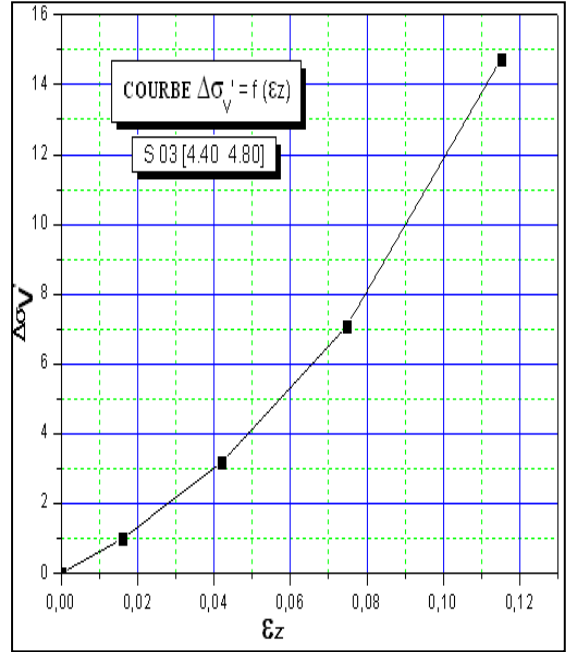
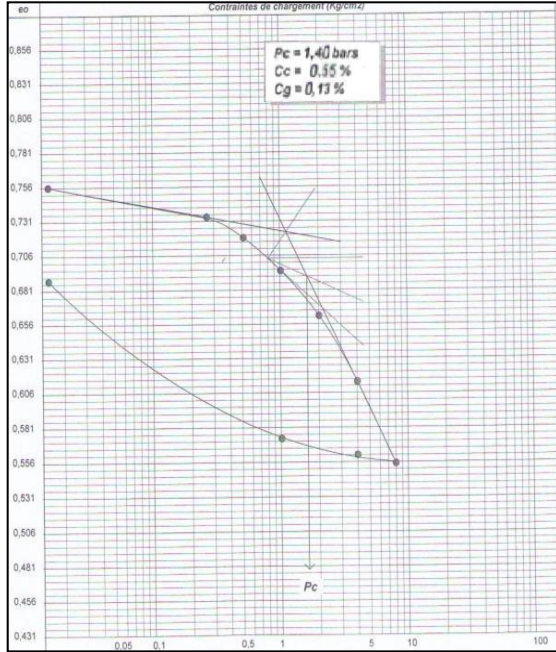
11. MAGNAN J.P. « *Déformabilité des sols – Tassements - Consolidation* », Techniques de l'Ingénieur : Code 214.
12. NASREDDINE K. (2004) « *Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux* », thèse de doctorat à l'école nationale des ponts et chaussées, France.
13. NGUYEN PHAM, P. T. (2008) « *Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels* » Thèse de Doctorat à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. France.
14. OCAT, J. & AUSEJOUR, N. (1987) « *Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux* » Article de l'Université de Lavale, Sainte-Foy, Québec.
15. PELISSIER, L. (2009) « *Etude des corrélations en géotechnique dans le cadre de la géologie Toulousaine* » Mémoire de Fin d'Etudes de l'école INSA à Strasbourg, France.
16. PLUMELLE, C. (2002) « *Génie civil – CRAM – Paris géotechnique* », Livre B6 / version du 03/12/2002, France.
17. POULOS, H.G. & Davis E. H (2006) « *Elastic solutions for soil and rock mechanics* » Centre for geotechnical research in the University of Sydney, Australia, 423 pages.
18. RAHMANI, K. (2012) « *Modélisation numérique de l'apport de l'essai DPT à l'étude du comportement des fondations superficielles* », Mémoire de Magistère à l'Université de Saad Dahleb de Blida, Algérie.
19. REY, E. (2005) « *Caractérisation de sols hétérogènes par des méthodes géophysiques* », thèse de doctorat à l'université Joseph Fourier - Grenoble 1, France.
20. SACI, L. (2011) « *Étude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols à partir d'essais géophysiques* », Mémoire de Magistère à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
21. UBERTI, K. (2002) « *Traitement des données géoradar et sismique réflexion pour la reconnaissance des fondations d'un pylône électrique* », Rapport final de stage du diplôme d'études approfondies (DEA) en mécanique des milieux géophysiques et environnement, Université Joseph Fourier.

ANNEXES

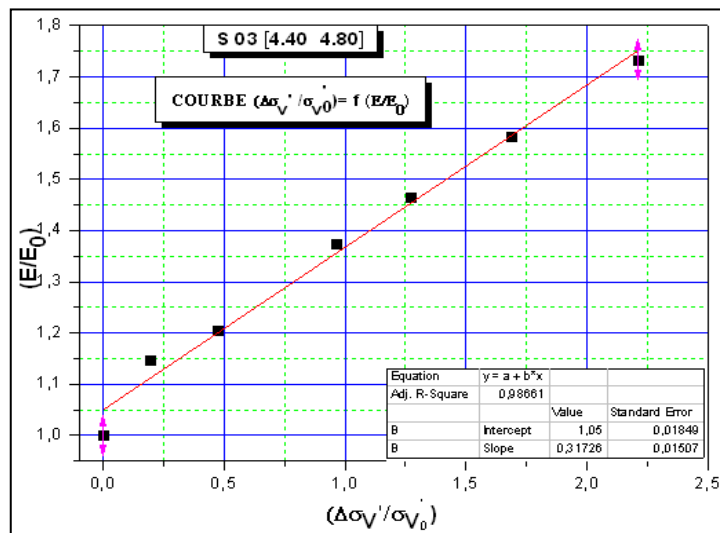
ANNEXE 01

Rapport 01

Site	BAB ZEOUAR	
Sondage N°	SC 03	
Profondeur - Essai Oedométrique -	4,40 - 4,80 m	$Z_{\text{étudié}} = 4,60 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	4,00 - 5,00 m	
Classification du sol	At	



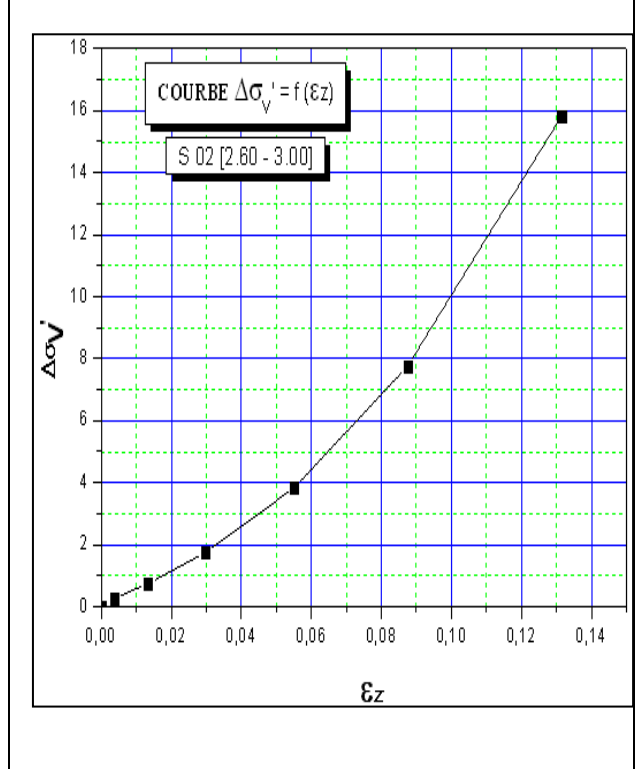
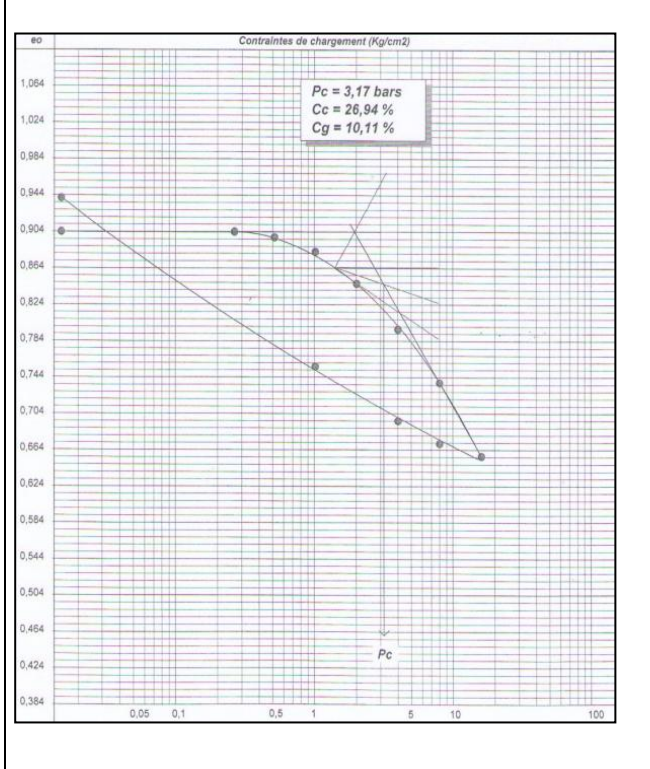
$\sigma_c = 1,40 \text{ bar}$	$C_c = 0,55 \%$	$C_s = 0,13 \%$	$R = 95,71 \%$
-------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



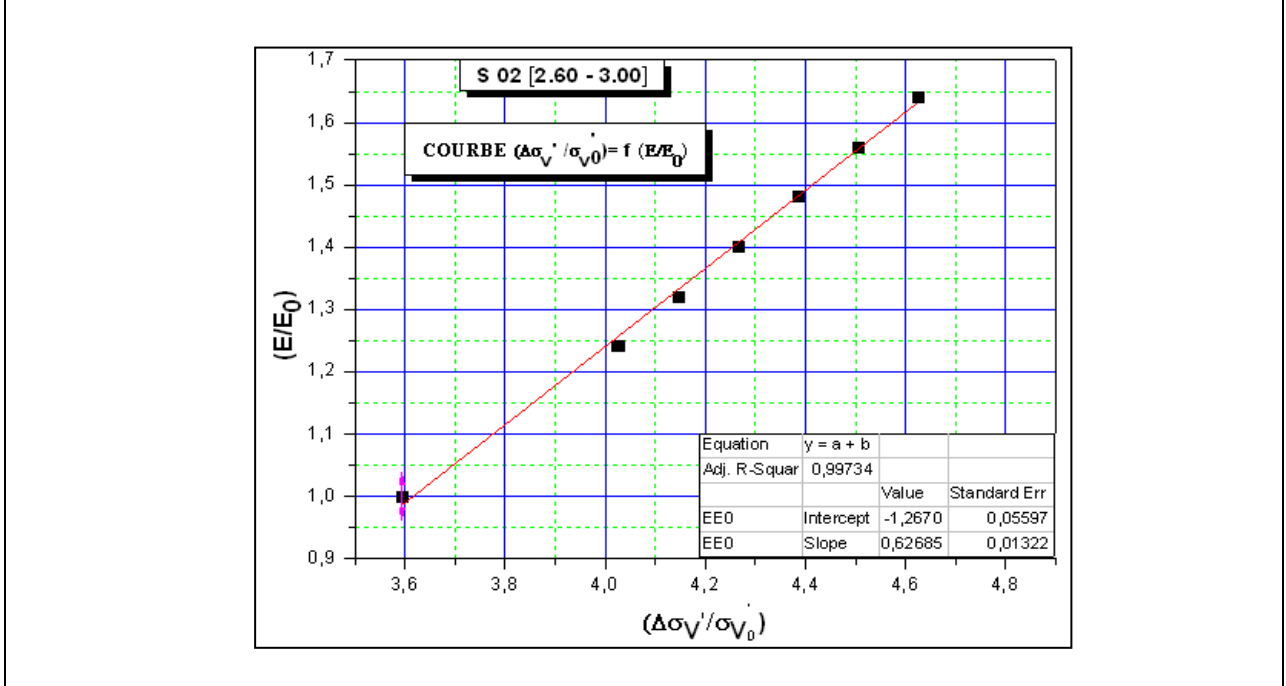
$M_0 = 15,83 \text{ bar}$	$R = 98,86 \%$
$a = 1,050$	$b = 0,317$

Rapport 02

Site	EL HAMIZ	
Sondage N°	SC 02	
Profondeur - Essai Oedométrique -	2,60 - 3,00 m	$Z_{\text{étudié}} = 2,80 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	1,00 - 4,00 m	
Classification du sol	At	



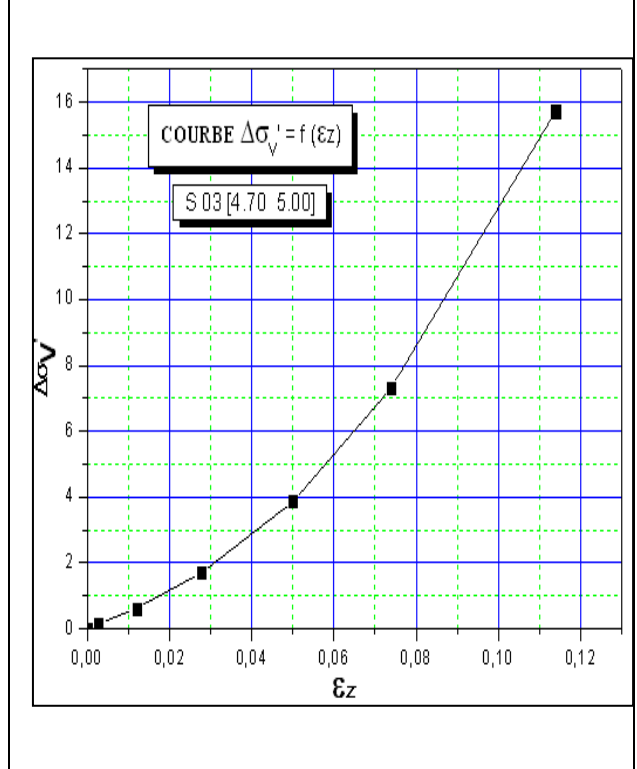
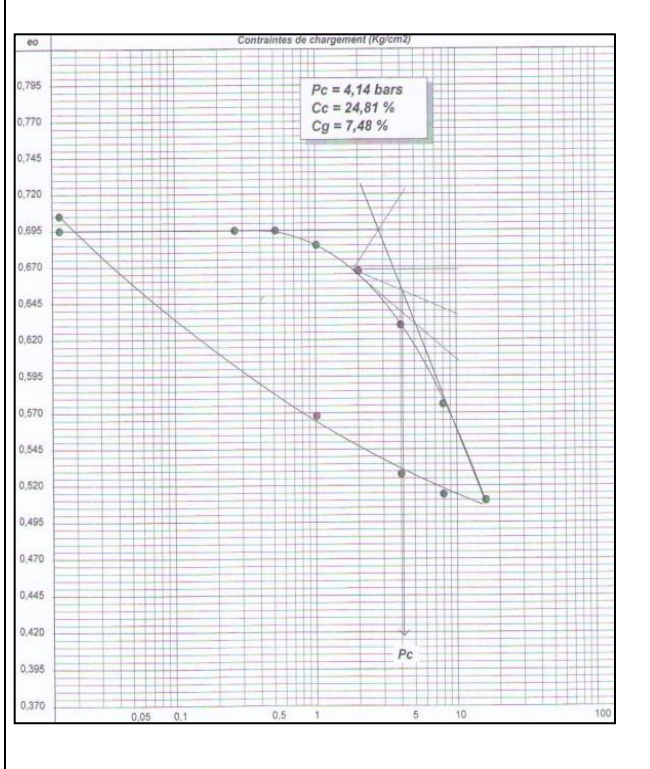
$\sigma_c = 3,17 \text{ bars}$	$C_c = 26,94\%$	$C_s = 10,11 \%$	$R = 87,07 \%$
--------------------------------	-----------------	------------------	----------------



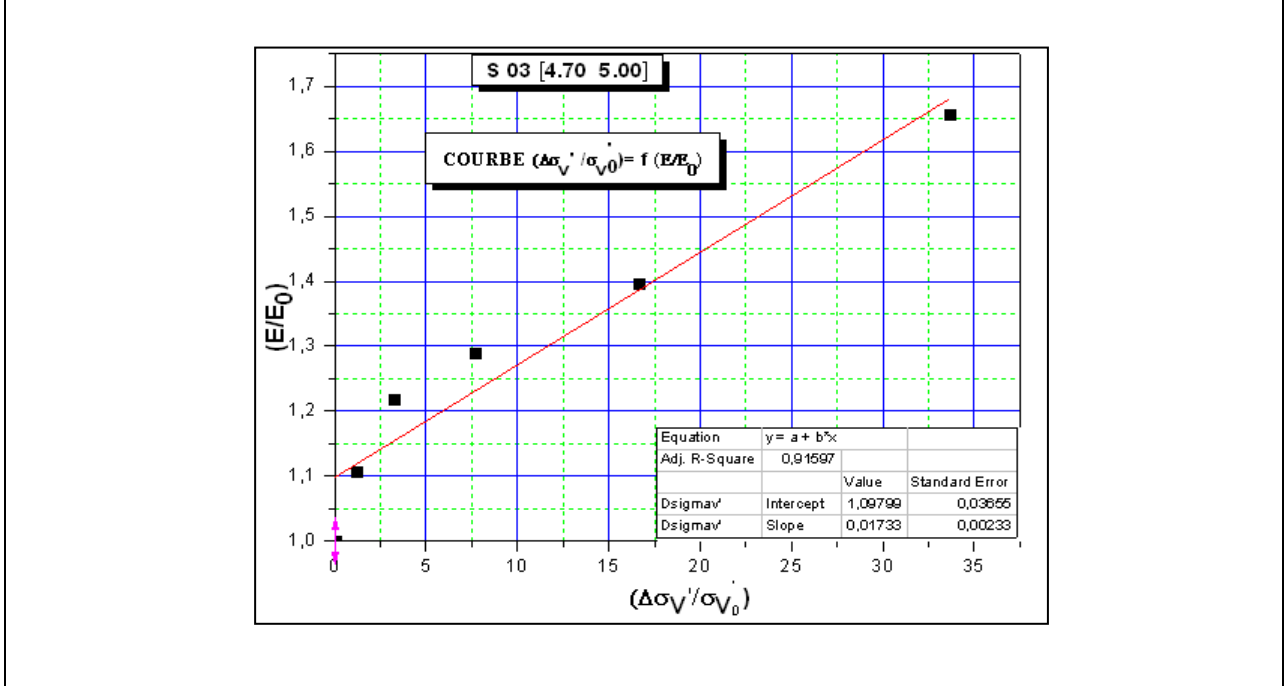
$M_0 = 58,11 \text{ bar}$	$R = 99,73 \%$
$a = 1,26$	$b = 0,62$

Rapport 02

Site	EL HAMIZ	
Sondage N°	SC 03	
Profondeur - Essai Oedométrique -	4,70 - 5,00 m	$Z_{\text{étudié}} = 4,85 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	4,00 - 6,00 m	
Classification du sol	At	

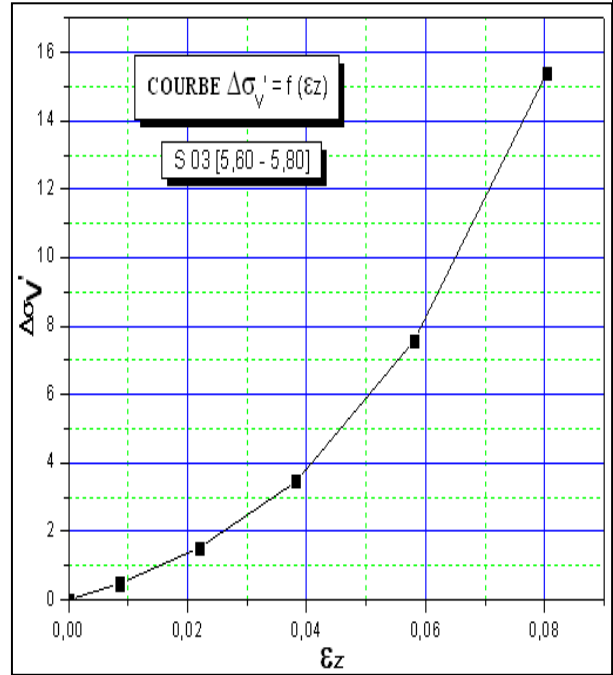
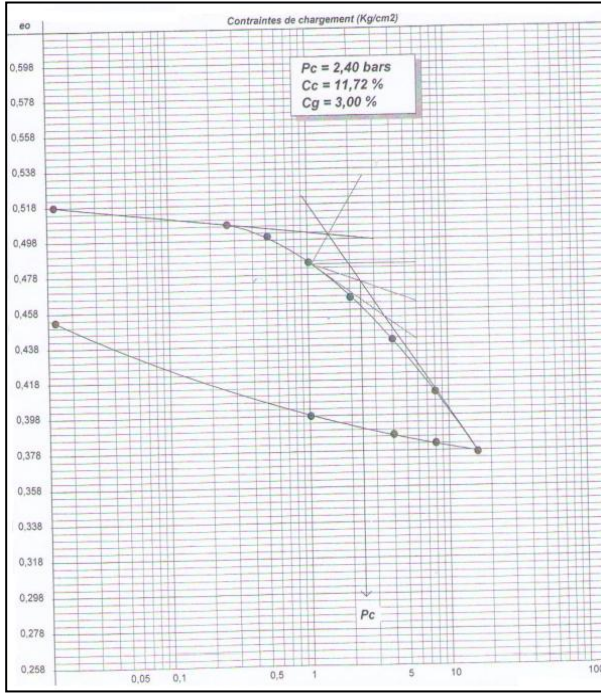


$\sigma_c = 4,14 \text{ bars}$	$C_c = 24,81 \%$	$C_s = 7,48 \%$	$R = 94,55 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------

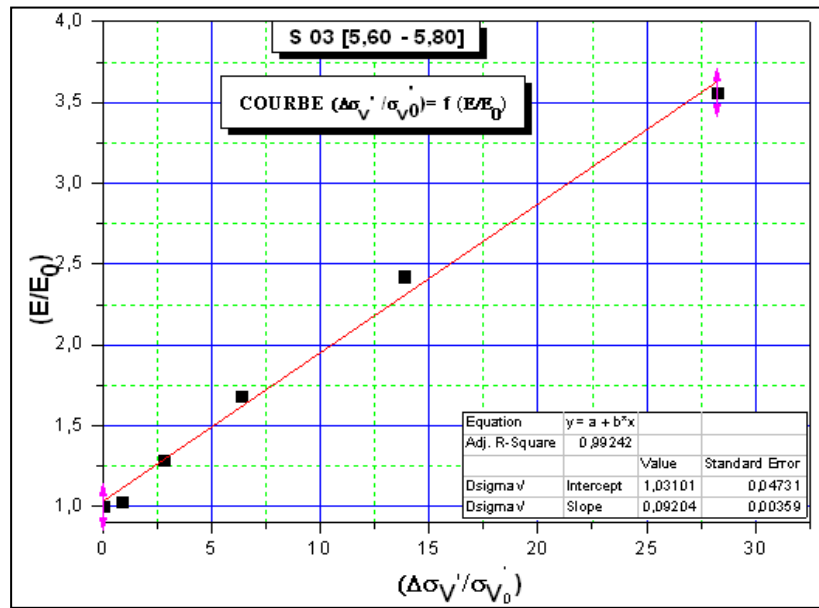


$M_0 = 85,54 \text{ bar}$	$R = 91,59 \%$
$a = 1,09$	$b = 0,02$

Rapport 02		
Site	EL HAMIZ	
Sondage N°	SC 03	
Profondeur - Essai Oedométrique -	5,60 - 5,80 m	$Z_{\text{étudié}} = 5,70 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	4,00 - 6,00 m	
Classification du sol	At	



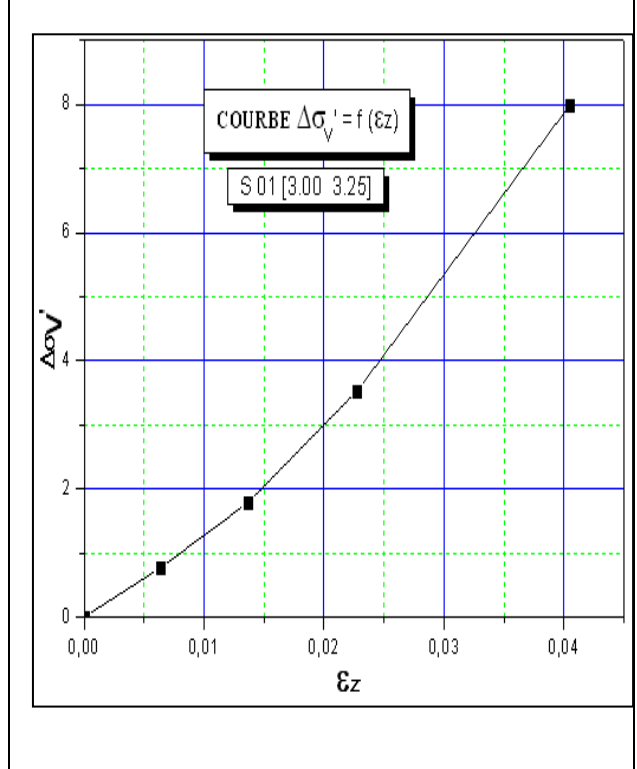
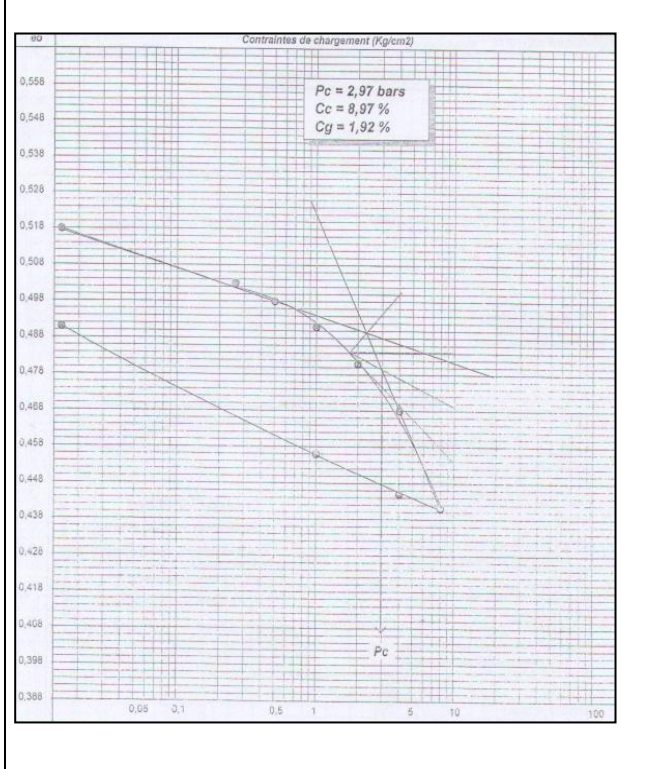
$\sigma_c = 2,40 \text{ bars}$	$C_c = 11,72 \%$	$C_s = 3,00 \%$	$R = 98,68 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------



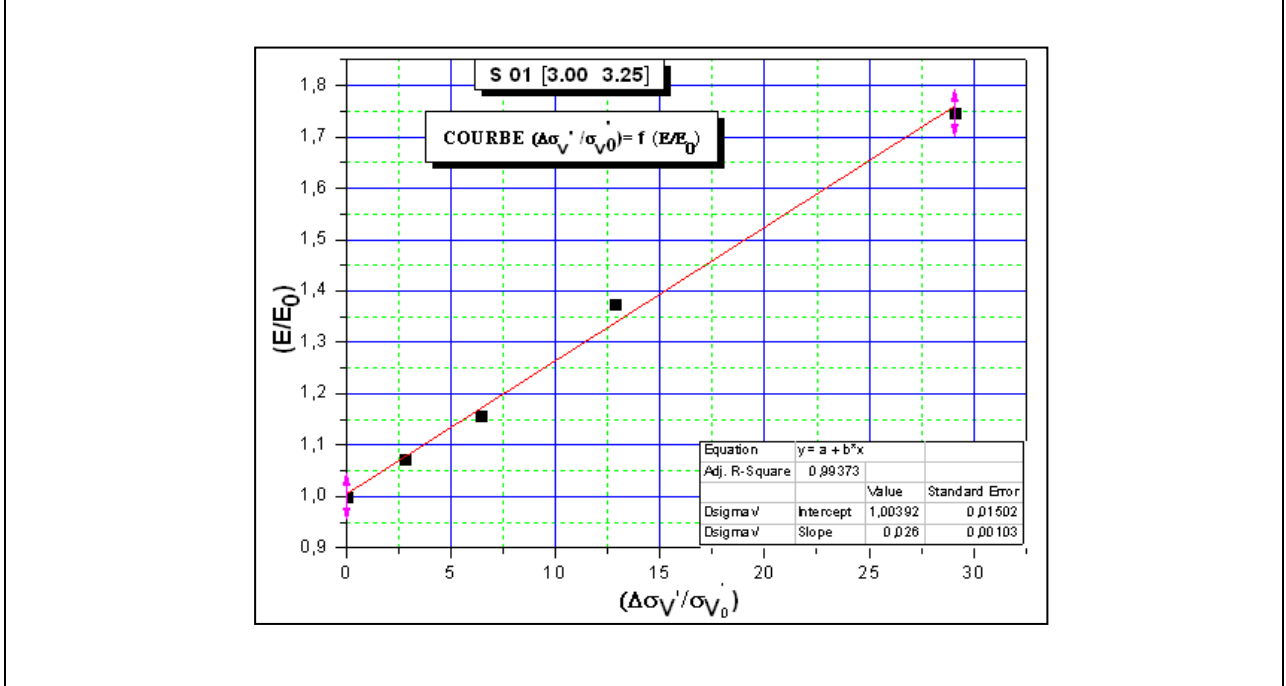
$M_0 = 53,77 \text{ bar}$	$R = 99,24 \%$
$a = 1,03$	$b = 0,09$

Rapport 03

Site	HADJOUT	
Sondage N°	SC 01	
Profondeur - Essai Oedométrique -	3,00 - 3,25 m	$Z_{\text{étudié}} = 3,12 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	3,00 - 4,00 m	
Classification du sol	Ap	



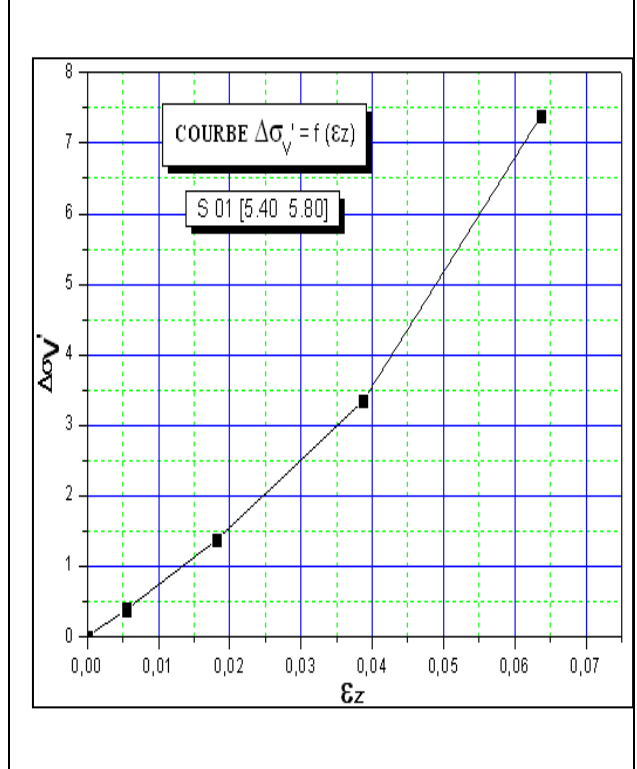
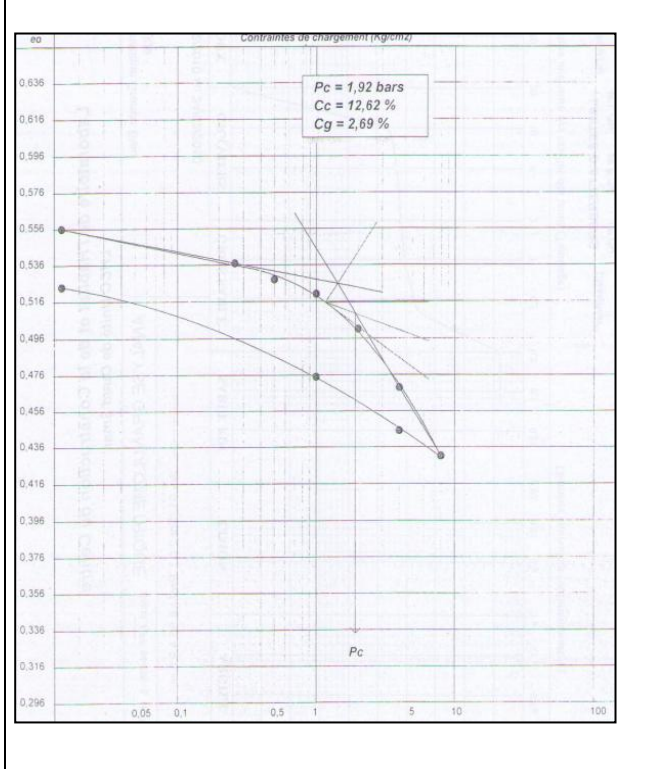
$\sigma_c = 2,97 \text{ bars}$	$C_c = 8,97 \%$	$C_s = 1,92 \%$	$R = 99,33 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



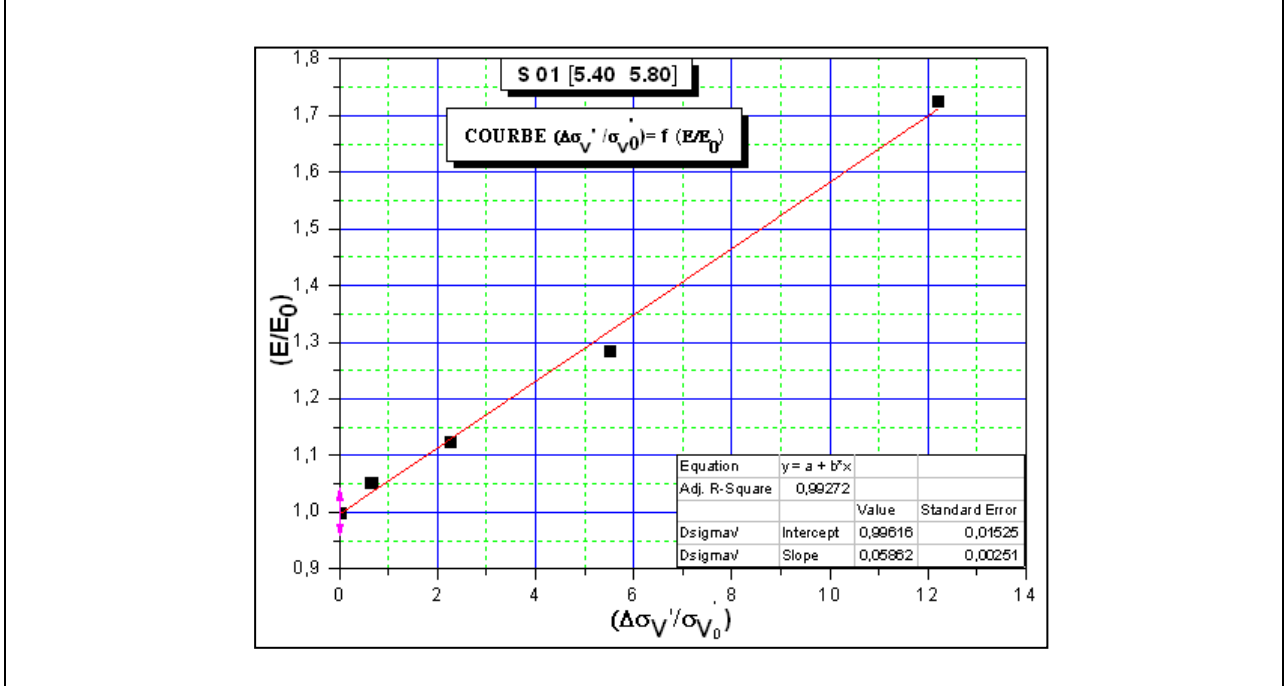
$M_0 = 112,92 \text{ bar}$	$R = 99,37 \%$
$a = 1,00$	$b = 0,02$

Rapport 04

Site	TIPAZA	
Sondage N°	SC 03	
Profondeur - Essai Oedométrique -	5,40 - 5,80 m	$Z_{\text{étudié}} = 5,60 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	5,00 - 7,00 m	
Classification du sol	Ap	



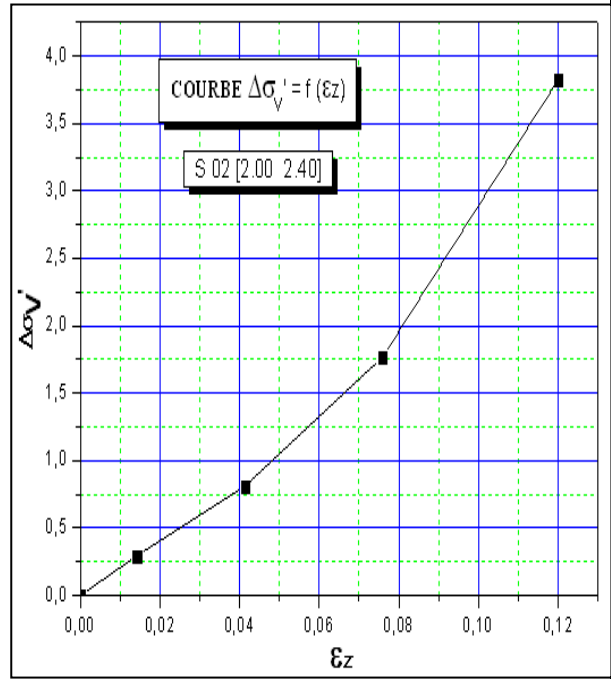
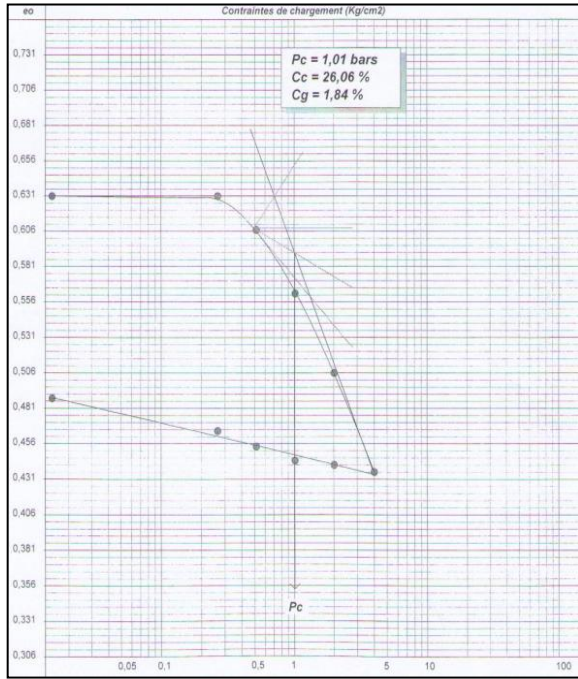
$\sigma_c = 1,92 \text{ bars}$	$C_c = 12,62 \%$	$C_s = 2,69 \%$	$R = 99,25 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------



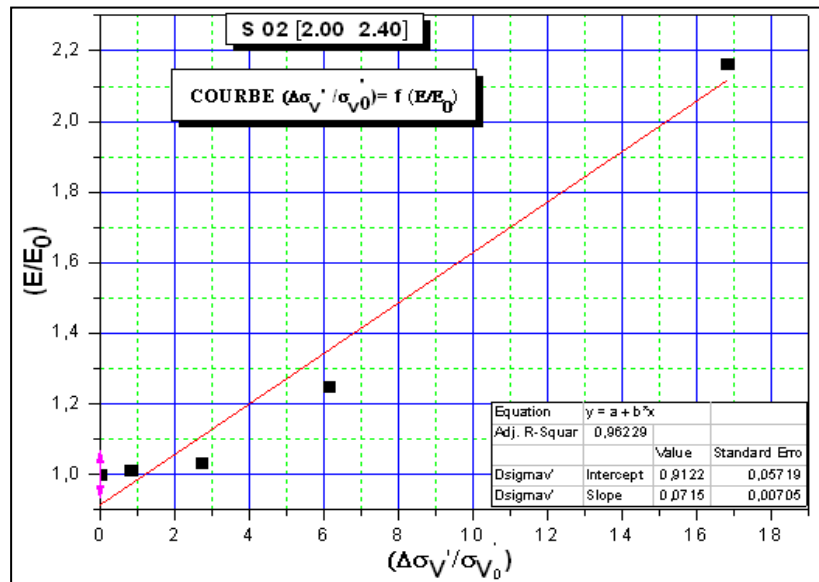
$M_0 = 67,18 \text{ bar}$	$R = 99,61$
$a = 0,99$	$b = 0,58$

Rapport 05

Site	SOUIDANIA	
Sondage N°	SC 02	
Profondeur - Essai Oedométrique -	2,00 -2,40 m	Z étudié =2,20 m
Profondeur - Essai Down Hole -	0,00 -2,00 m	
Classification du sol	Ap	



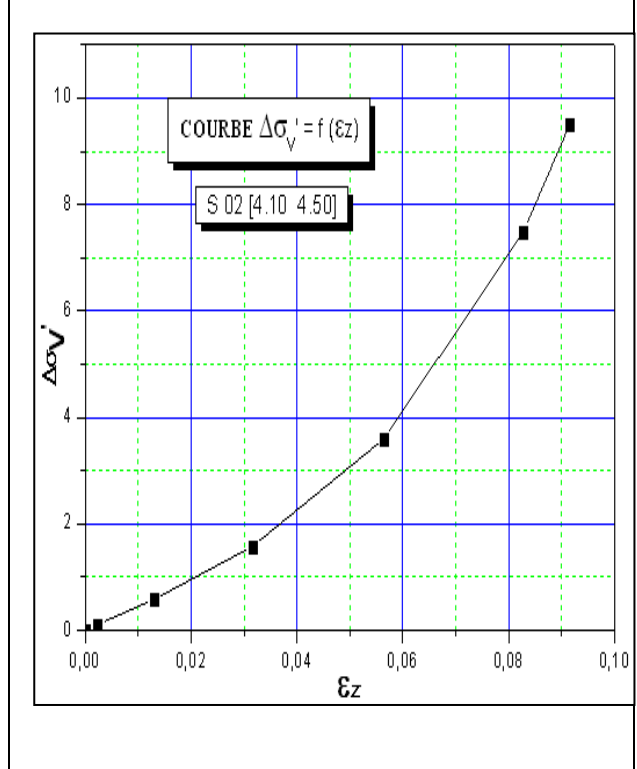
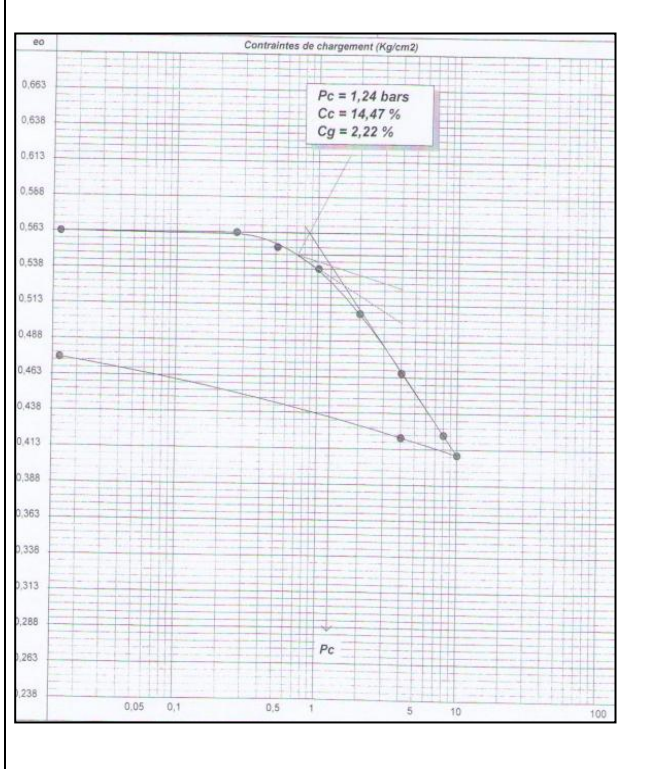
$\sigma_c = 1,01 \text{ bars}$	$C_c = 26,06 \%$	$C_s = 1,84 \%$	$R = 91,96 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------



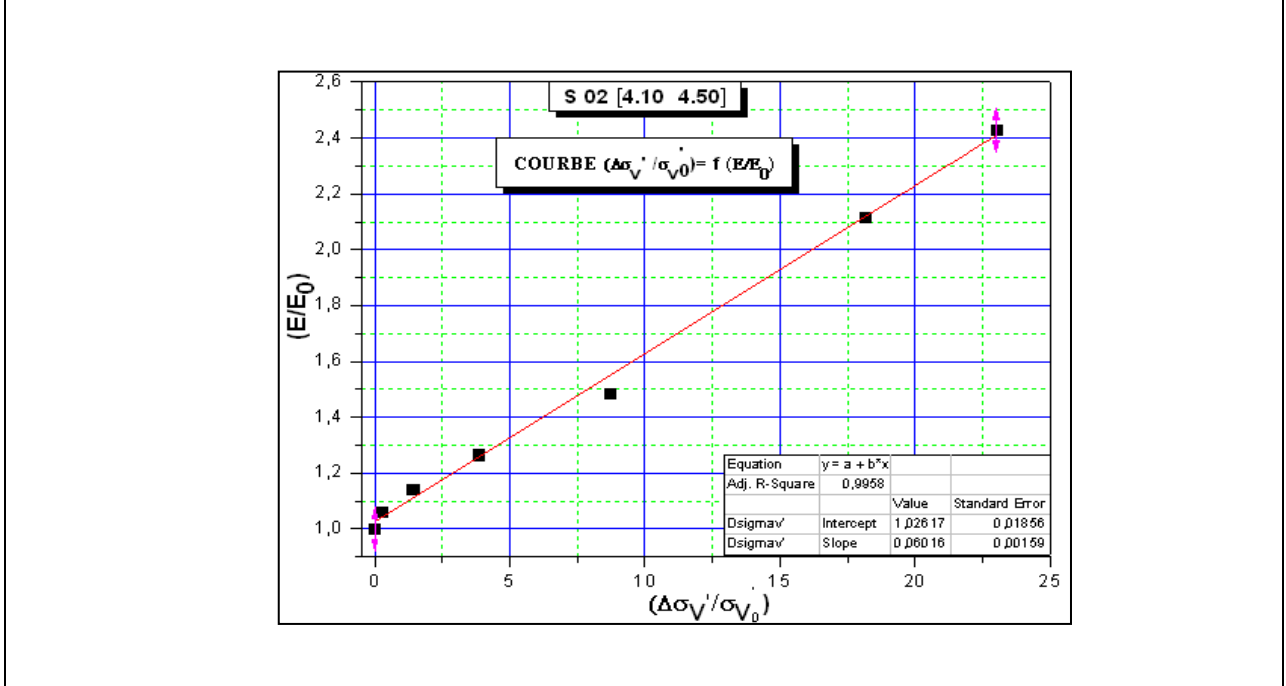
$M_0 = 18,42 \text{ bar}$	$R = 96,22 \%$
$a = 0,91$	$b = 0,07$

Rapport 05

Site	SOUIDANIA	
Sondage N°	SC 02	
Profondeur - Essai Oedométrique -	4,10 - 4,50 m	$Z_{\text{étudié}} = 4,30 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	2,00 - 12,00 m	
Classification du sol	Ap	



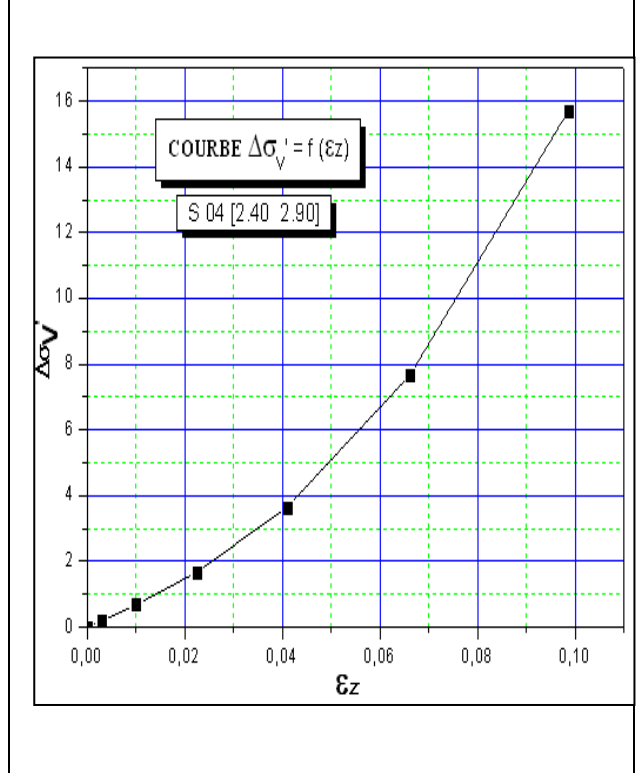
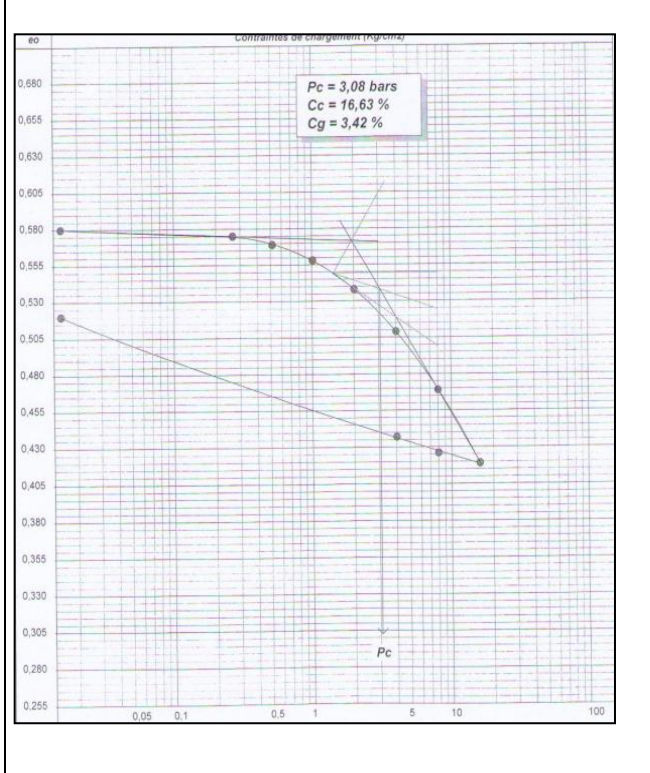
$\sigma_c = 1,24 \text{ bars}$	$C_c = 14,47 \%$	$C_s = 2,22 \%$	$R = 97,80 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------



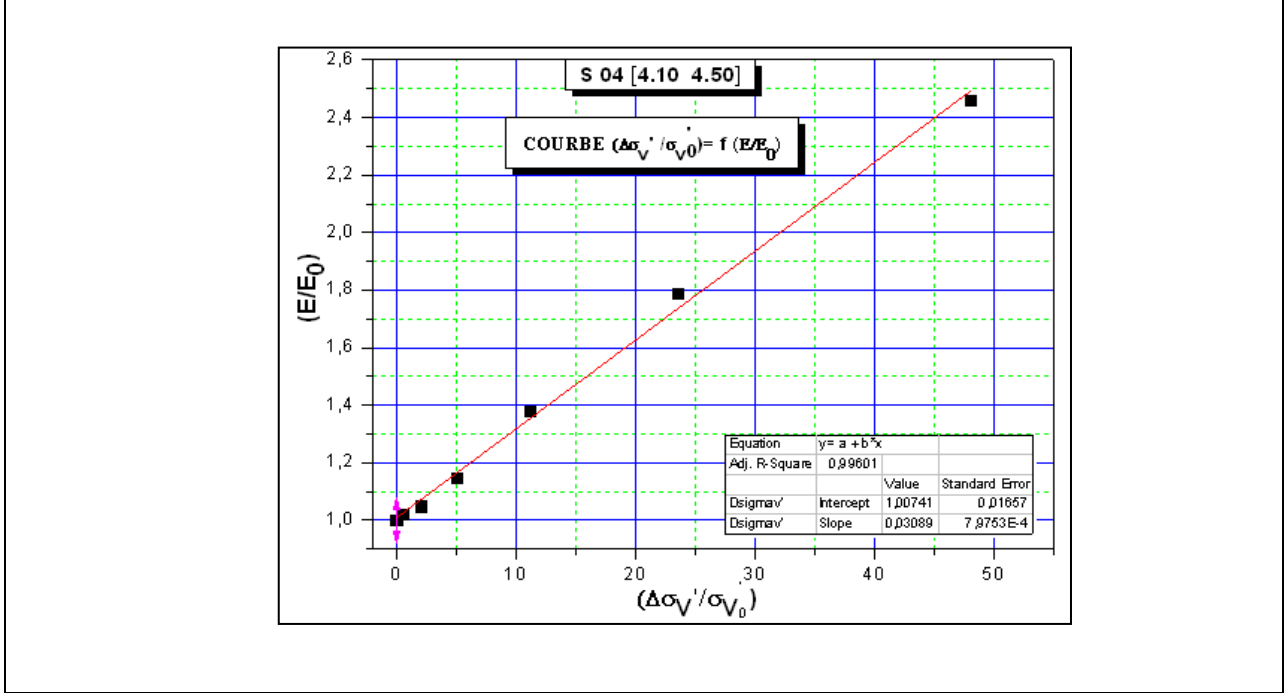
$M_0 = 42,77 \text{ bar}$	$R = 99,58 \%$
$a = 1,02$	$b = 0,06$

Rapport 05

Site	SOUIDANIA	
Sondage N°	SC 04	
Profondeur - Essai Oedométrique -	2,40 -2,90 m	$Z_{\text{étudié}} = 2,65 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	0,00 -3,00 m	
Classification du sol	Ap	



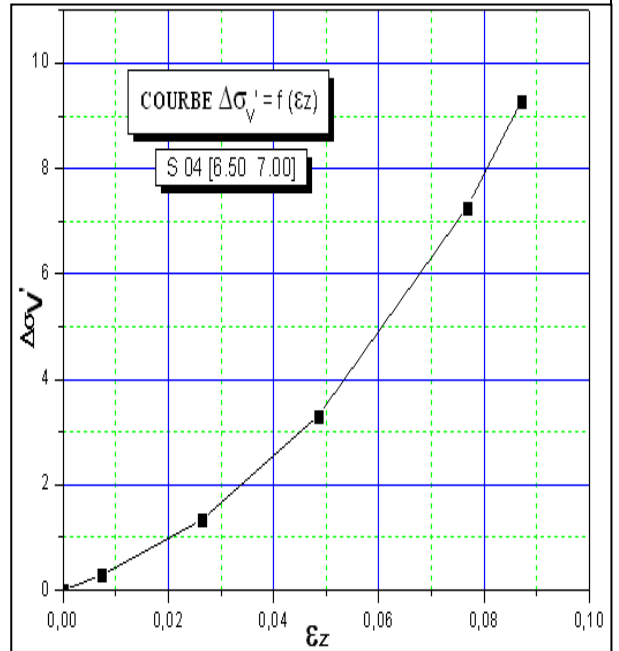
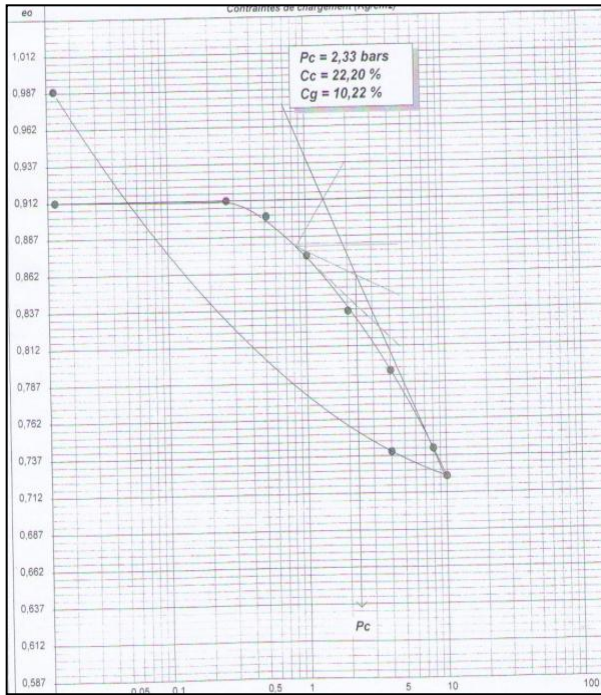
$\sigma_c = 3,08 \text{ bars}$	$C_c = 16,63 \%$	$C_s = 3,42 \%$	$R = 99,57 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------



$M_0 = 64,67 \text{ bar}$	$R = 99,60 \%$
$a = 1,00$	$b = 0,03$

Rapport 05

Site	SOUIDANIA	
Sondage N°	SC 04	
Profondeur - Essai Oedométrique -	6,50 - 7,00 m	Z étudié = 6,75 m
Profondeur - Essai Down Hole -	6,00 - 10,00 m	
Classification du sol	At	

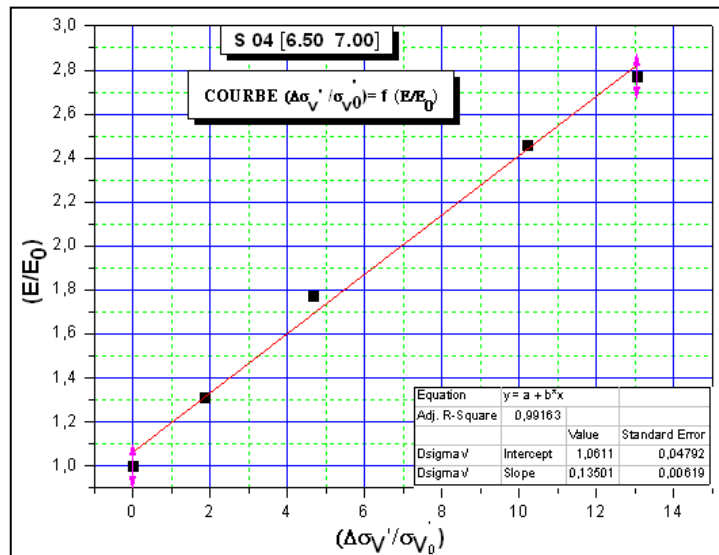


$\sigma_c = 2,33 \text{ bars}$

$C_c = 22,20 \%$

$C_s = 10,22 \%$

$R = 98,33 \%$



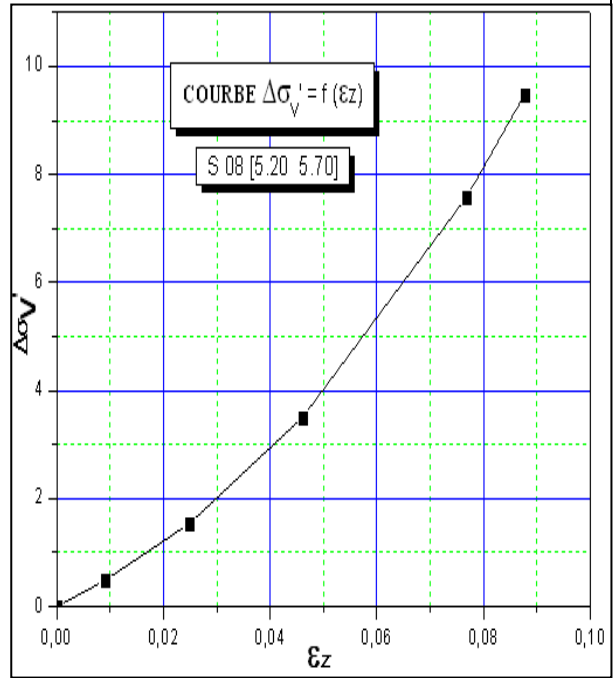
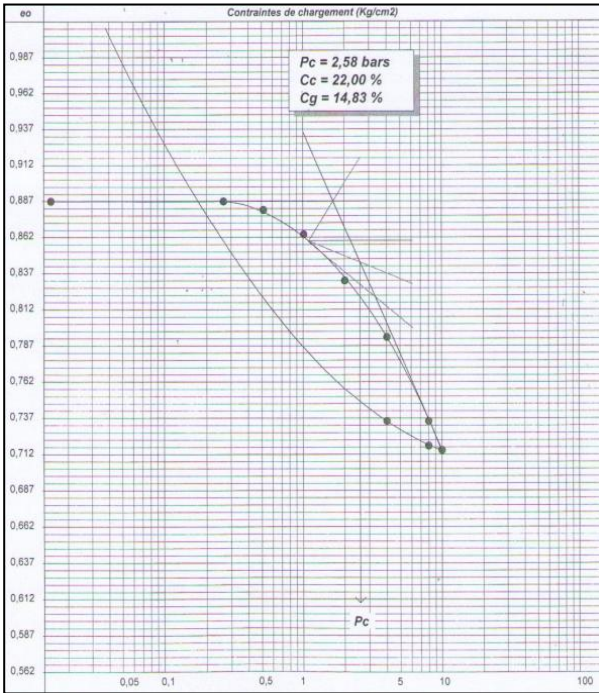
$M_0 = 38,44 \text{ bar}$

$R = 99,16 \%$

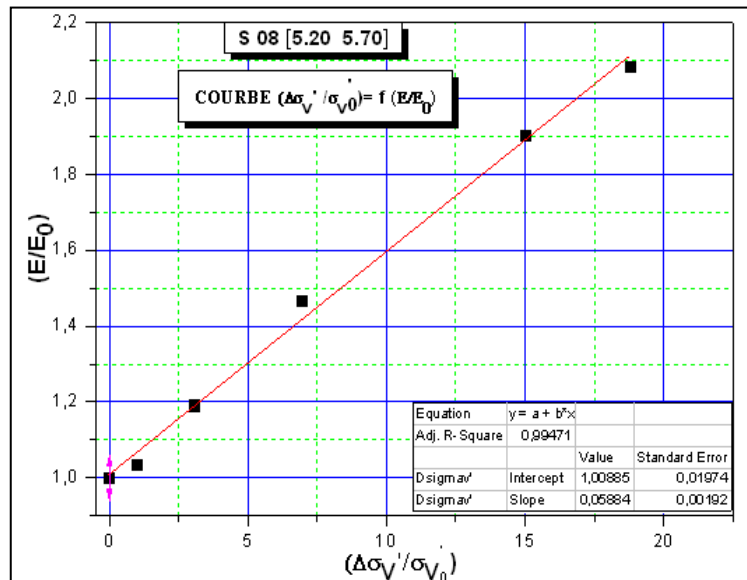
$a = 1,06$

$b = 0,135$

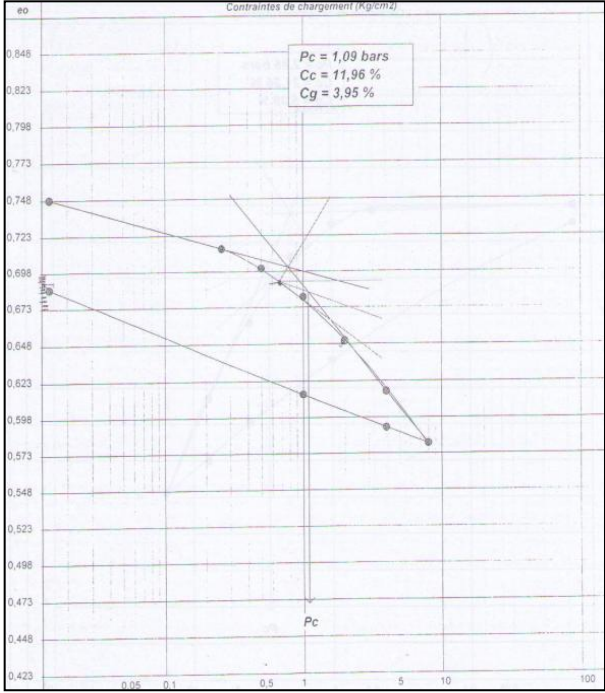
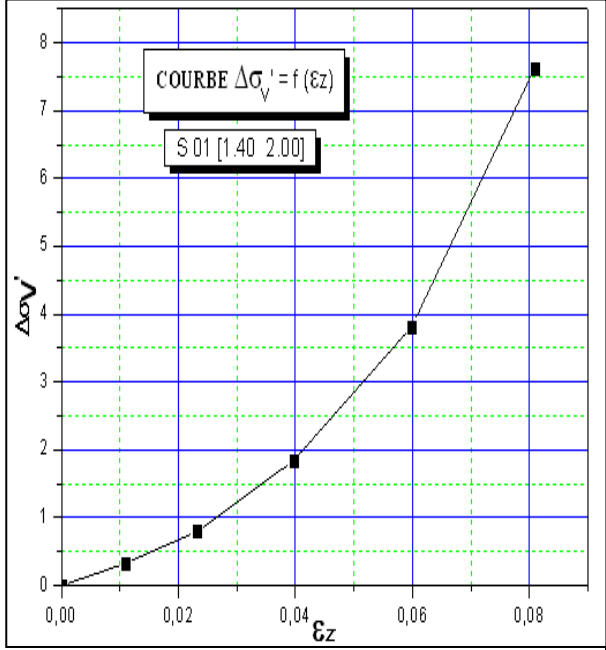
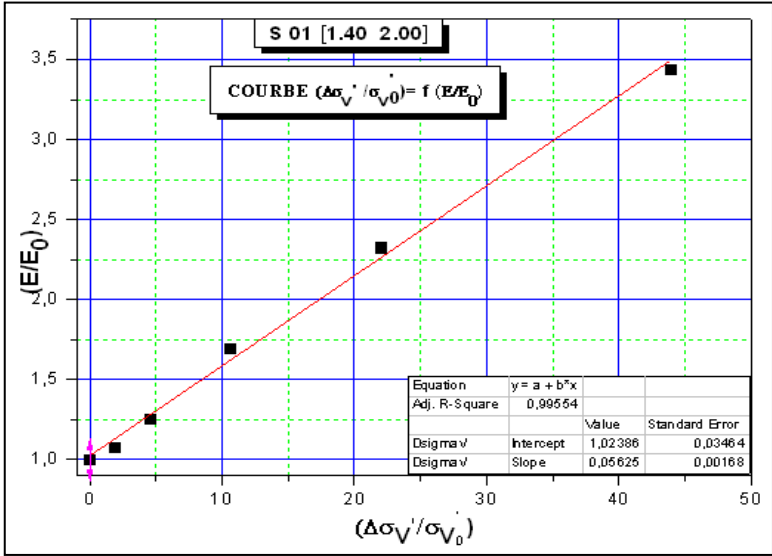
Rapport 05		
Site	SOUIDANIA	
Sondage N°	SC 08	
Profondeur - Essai Oedométrique -	5,20 - 5,70 m	$Z_{\text{étudié}} = 5,45 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	6,00 - 10,00 m	
Classification du sol	At	



$\sigma_c = 2,58 \text{ bars}$	$C_c = 22,00 \%$	$C_s = 14,83 \%$	$R = 99,35 \%$
--------------------------------	------------------	------------------	----------------

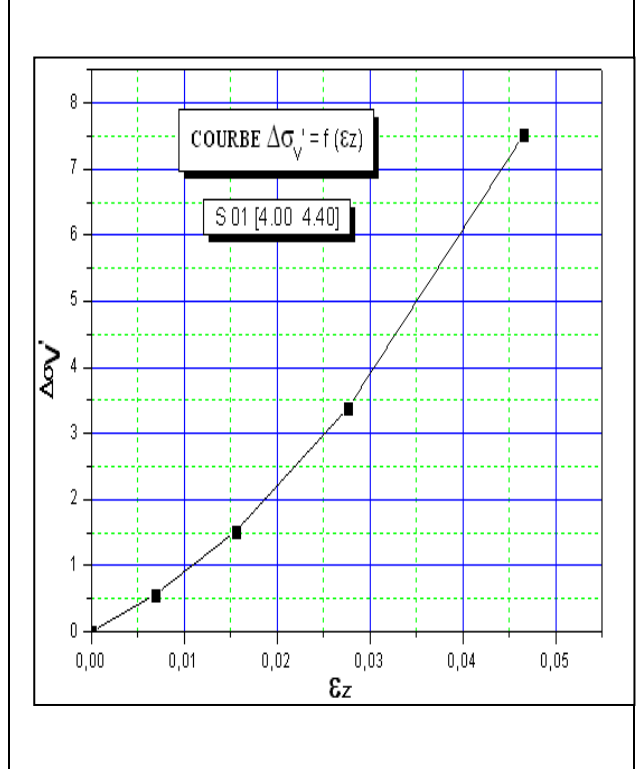
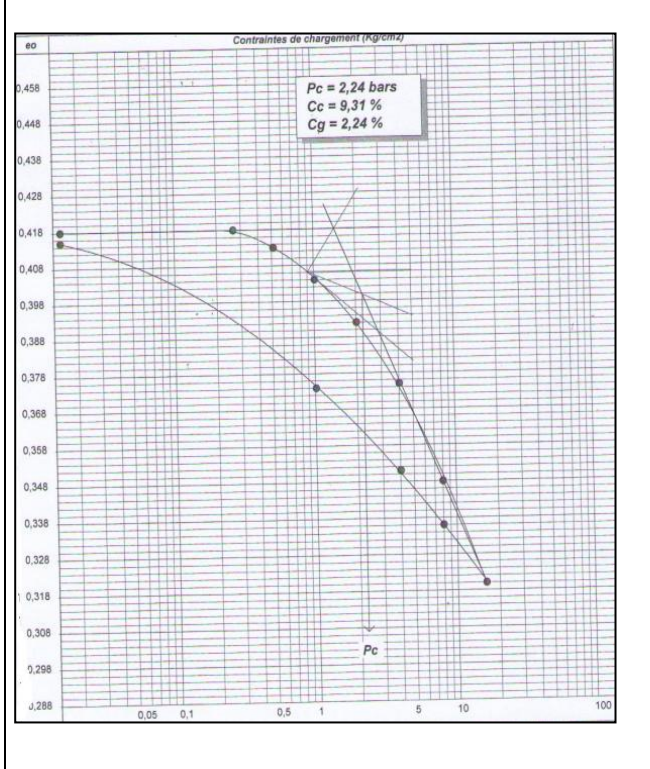


$M_0 = 51,84 \text{ bar}$	$R = 99,47 \%$
$a = 1,01$	$b = 0,06$

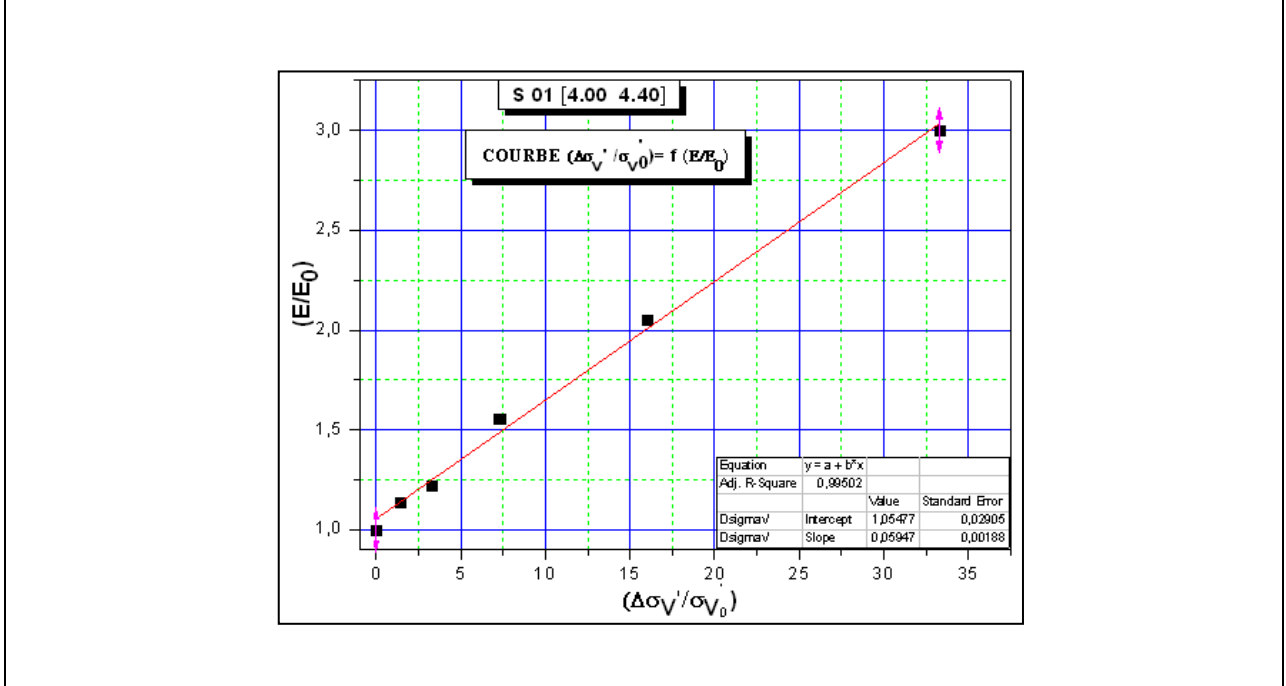
Rapport 06																							
Site		BOUDOUAOU EL BAHRI																					
Sondage N°		SC 01																					
Profondeur - Essai Oedométrique -		1,40 - 2,00 m	$Z_{\text{étudié}} = 1,70 \text{ m}$																				
Profondeur - Essai Down Hole -		1,00 - 3,00 m																					
Classification du sol		Ap																					
																							
$\sigma_c = 1,09 \text{ bars}$	$C_c = 11,96 \%$	$C_s = 3,95 \%$	$R = 99,22 \%$																				
 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>Equation</td> <td colspan="3">$y = a + b \cdot x$</td> </tr> <tr> <td>Adj. R-Square</td> <td colspan="3">0,99554</td> </tr> <tr> <td>Dsigma V</td> <td>Intercept</td> <td>Value</td> <td>Standard Error</td> </tr> <tr> <td>Dsigma V</td> <td>Slope</td> <td>1,02386</td> <td>0,03464</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>0,05625</td> <td>0,00168</td> </tr> </table>				Equation	$y = a + b \cdot x$			Adj. R-Square	0,99554			Dsigma V	Intercept	Value	Standard Error	Dsigma V	Slope	1,02386	0,03464			0,05625	0,00168
Equation	$y = a + b \cdot x$																						
Adj. R-Square	0,99554																						
Dsigma V	Intercept	Value	Standard Error																				
Dsigma V	Slope	1,02386	0,03464																				
		0,05625	0,00168																				
$M_0 = 27,39 \text{ bar}$		$R = 99,55 \%$																					
$a = 1,021$		$b = 0,05$																					

Rapport 07

Site	KHMIS EL KHANCHNA	
Sondage N°	SC 01	
Profondeur - Essai Oedométrique -	4,00 - 4,40 m	$Z_{\text{étudié}} = 4,20 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	4,00 - 5,00 m	
Classification du sol	Ap	



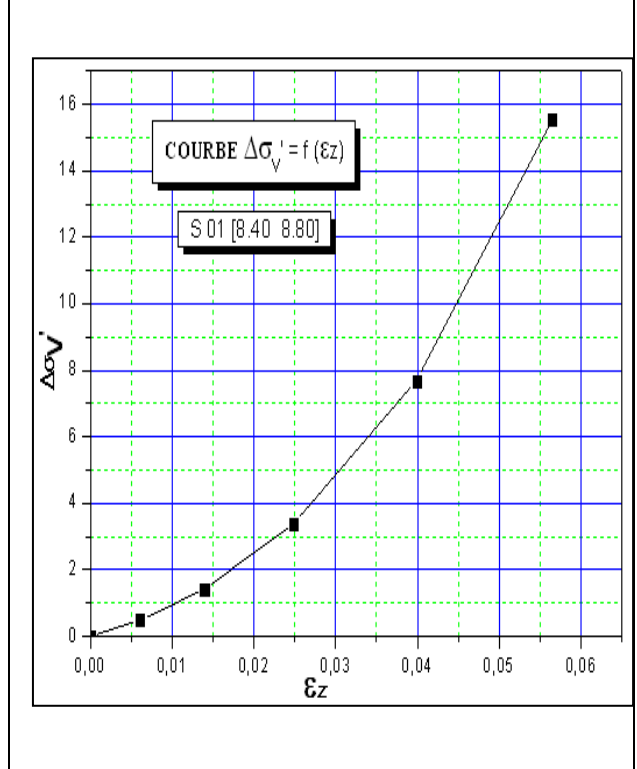
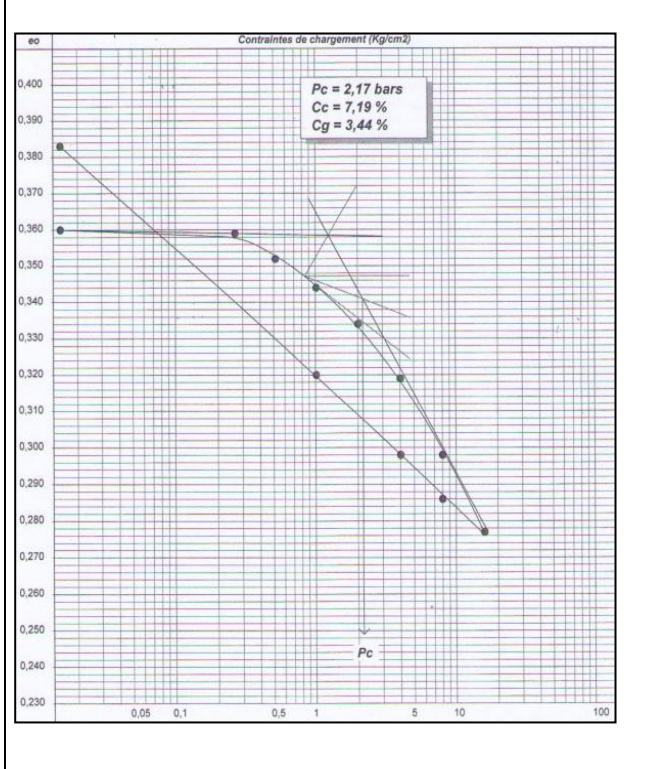
$\sigma_c = 2,24 \text{ bars}$	$C_c = 9,31 \%$	$C_s = 2,24 \%$	$R = 98,19 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



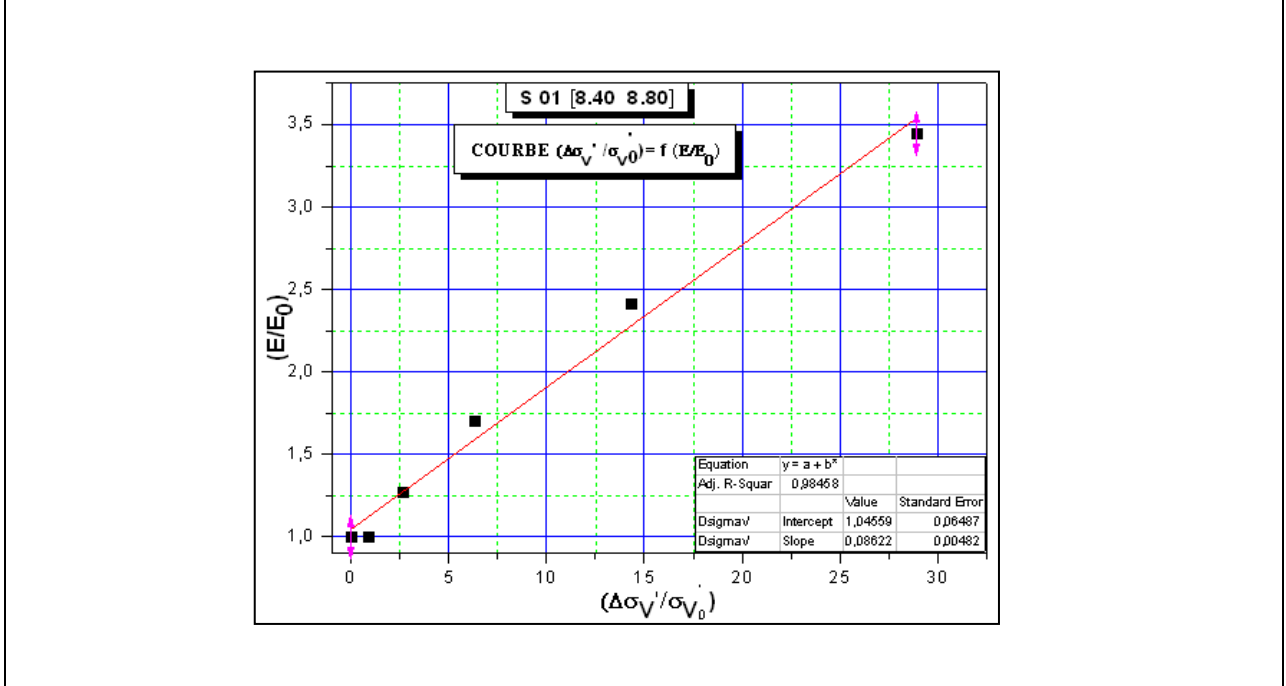
$M_0 = 77,61 \text{ bar}$	$R = 99,50 \%$
$a = 1,05$	$b = 0,06$

Rapport 07

Site	KHMIS EL KHANCHNA	
Sondage N°	SC 01	
Profondeur - Essai Oedométrique -	8,40 - 8,80 m	$Z_{\text{étudié}} = 8,60 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	8,00 - 18,00 m	
Classification du sol	Ap	



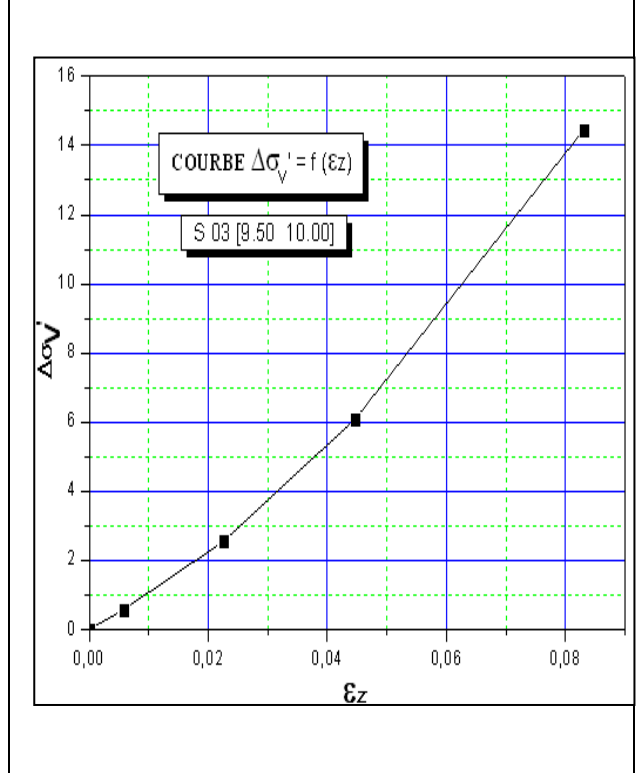
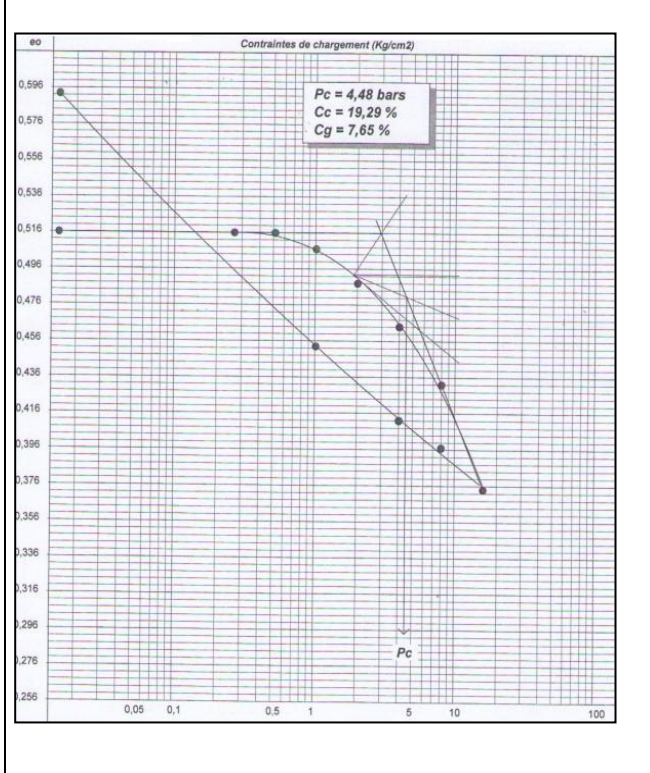
$\sigma_c = 2,17 \text{ bars}$	$C_c = 7,19 \%$	$C_s = 3,44 \%$	$R = 97,08 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



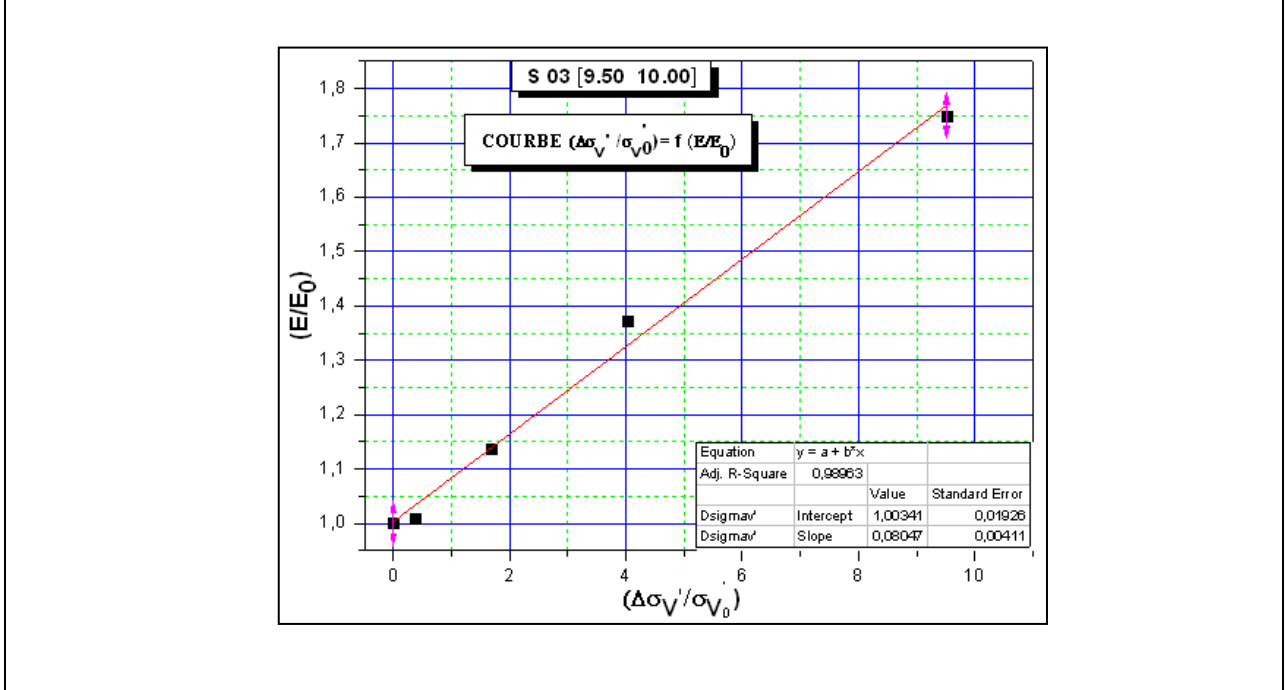
$M_0 = 79,81 \text{ bar}$	$R = 99,45 \%$
$a = 1,045$	$b = 0,086$

Rapport 07

Site	KHMIS EL KHANCHNA	
Sondage N°	SC 03	
Profondeur - Essai Oedométrique -	9,50 - 10,00 m	Z étudié = 9,75 m
Profondeur - Essai Down Hole -	9,00 - 10,00 m	
Classification du sol	Ap	

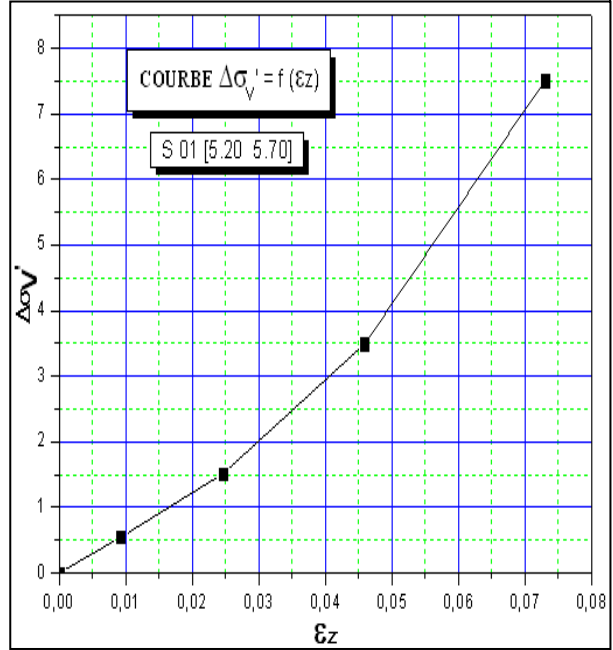
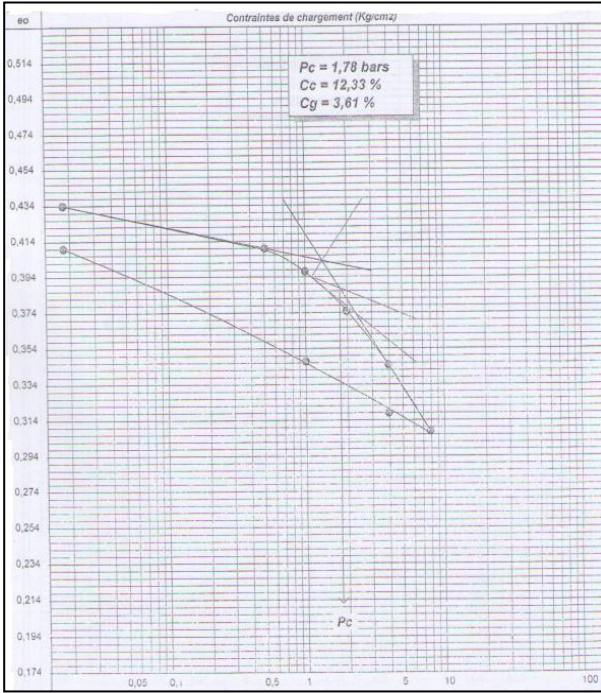


$\sigma_c = 4,48$ bars	$C_c = 19,29$ %	$C_s = 7,65$ %	$R = 99,22$ %
------------------------	-----------------	----------------	---------------



$M_0 = 99,39$ bar	$R = 99,96$ %
$a = 1,00$	$b = 0,080$

Rapport 08		
Site	CHAIBA	
Sondage N°	SC 01	
Profondeur - Essai Oedométrique -	5,20 - 5,70 m	$Z_{\text{étudié}} = 5,45 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	5,00 - 6,00 m	
Classification du sol	At	

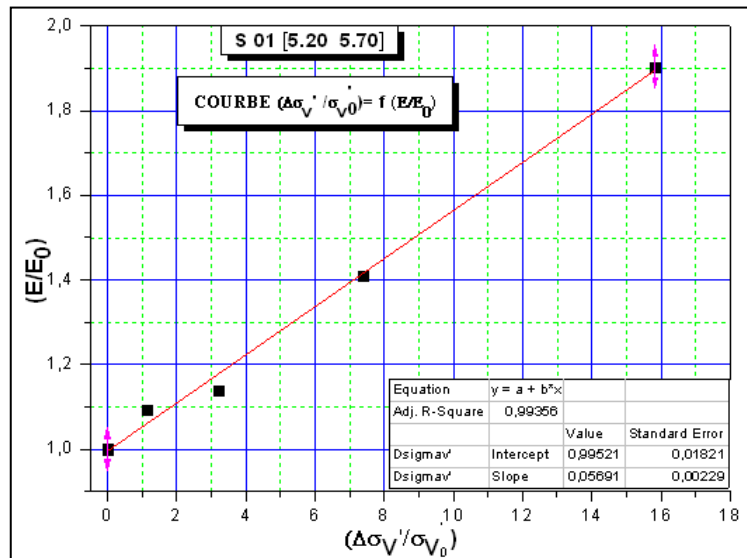


$\sigma_c = 1,78 \text{ bars}$

$C_c = 12,33 \%$

$C_s = 3,61 \%$

$R = 98,90 \%$



$M_0 = 54,03 \text{ bar}$

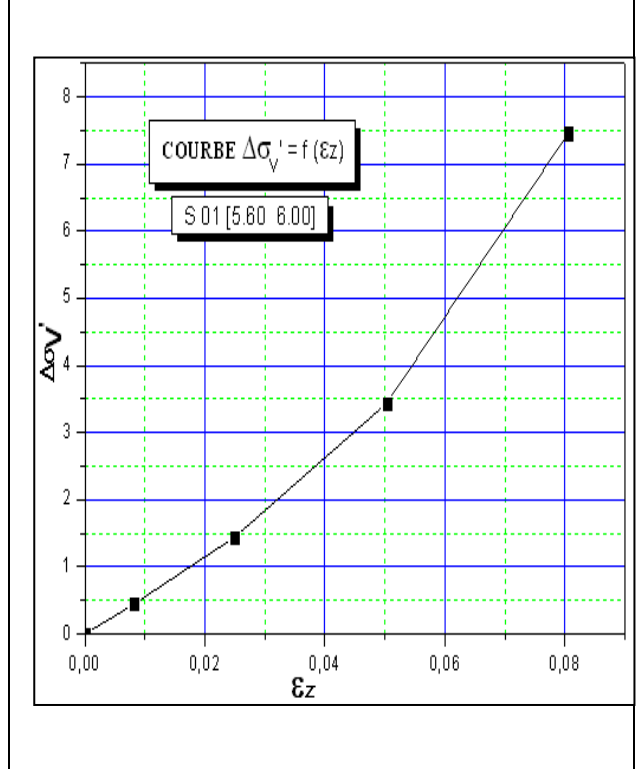
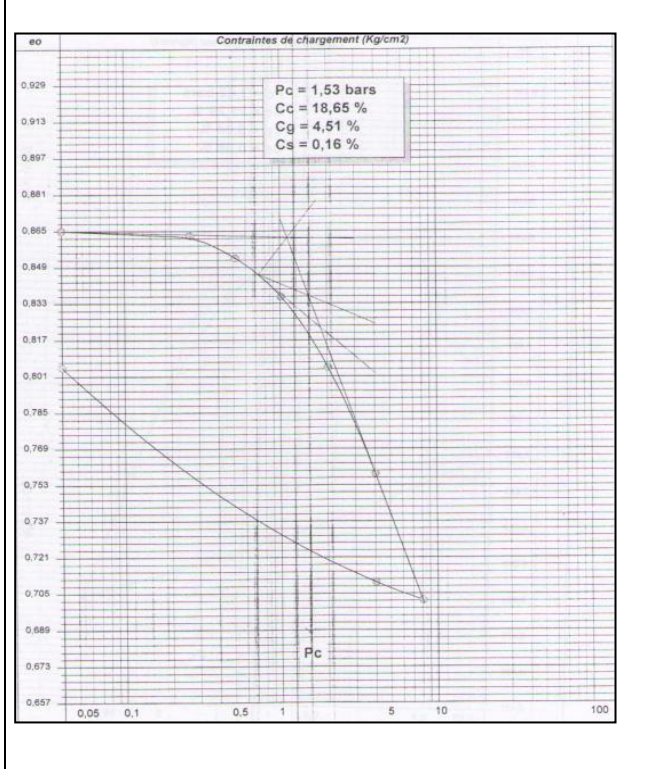
$R = 99,35 \%$

$a = 0,995$

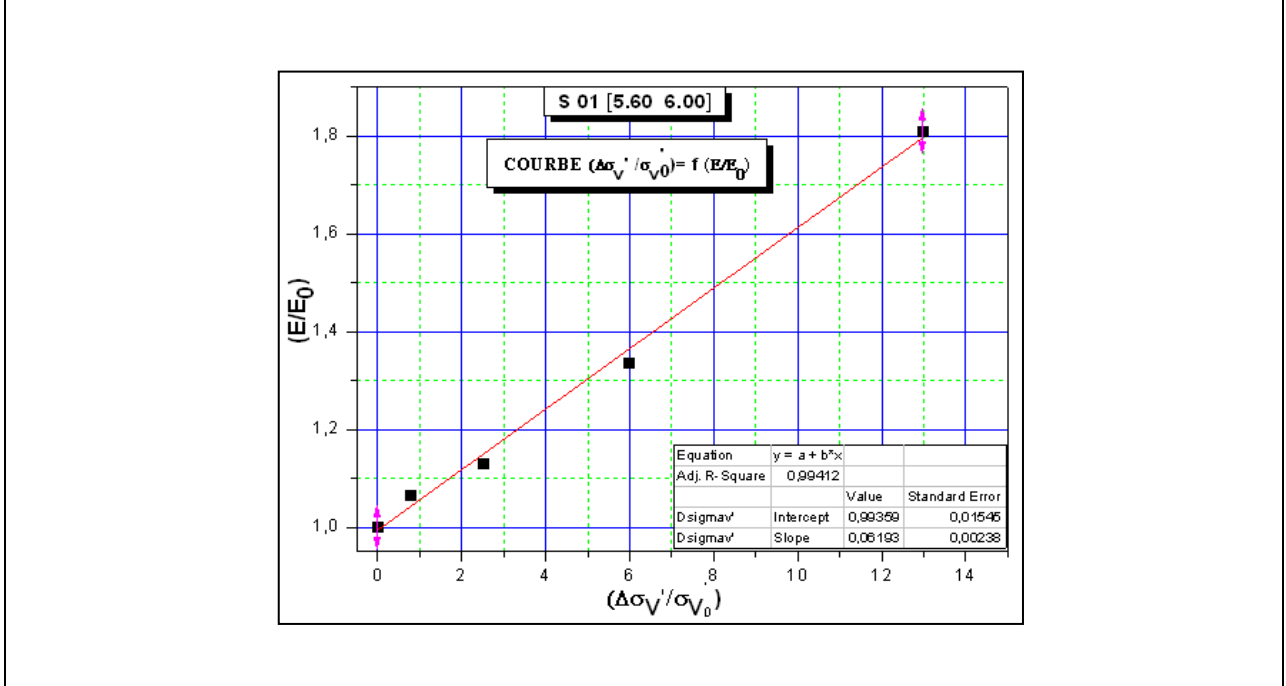
$b = 0,056$

Rapport 09

Site	BOUDOUAOU	
Sondage N°	SC 01	
Profondeur - Essai Oedométrique -	5,60 - 6,00 m	Z étudié = 5,80 m
Profondeur - Essai Down Hole -	5,00 - 8,00 m	
Classification du sol	Ap	



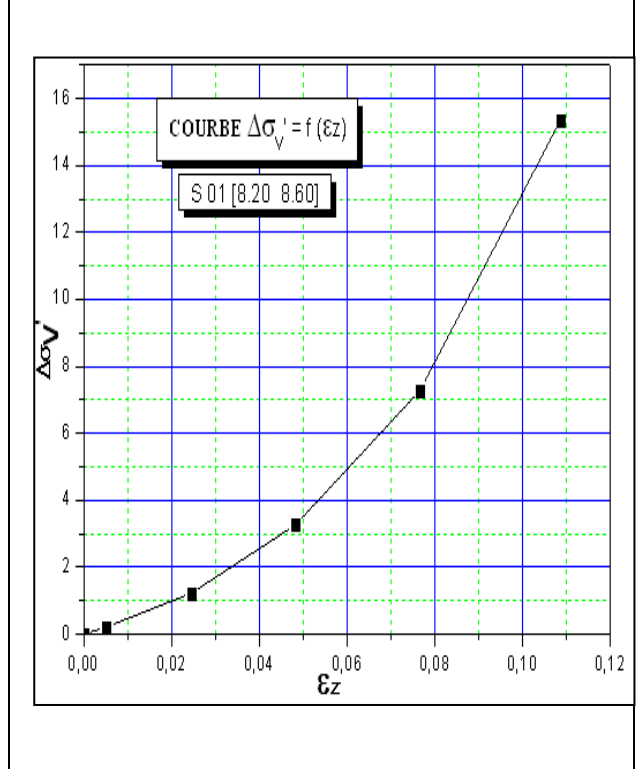
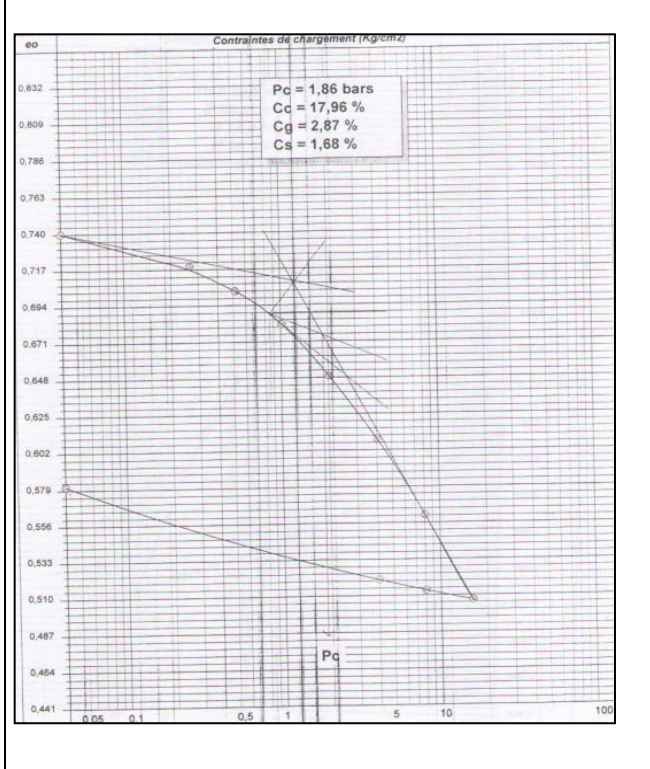
$\sigma_c = 1,53$ bars	$C_c = 18,65\%$	$C_s = 4,51\%$	$R = 99,14\%$
------------------------	-----------------	----------------	---------------



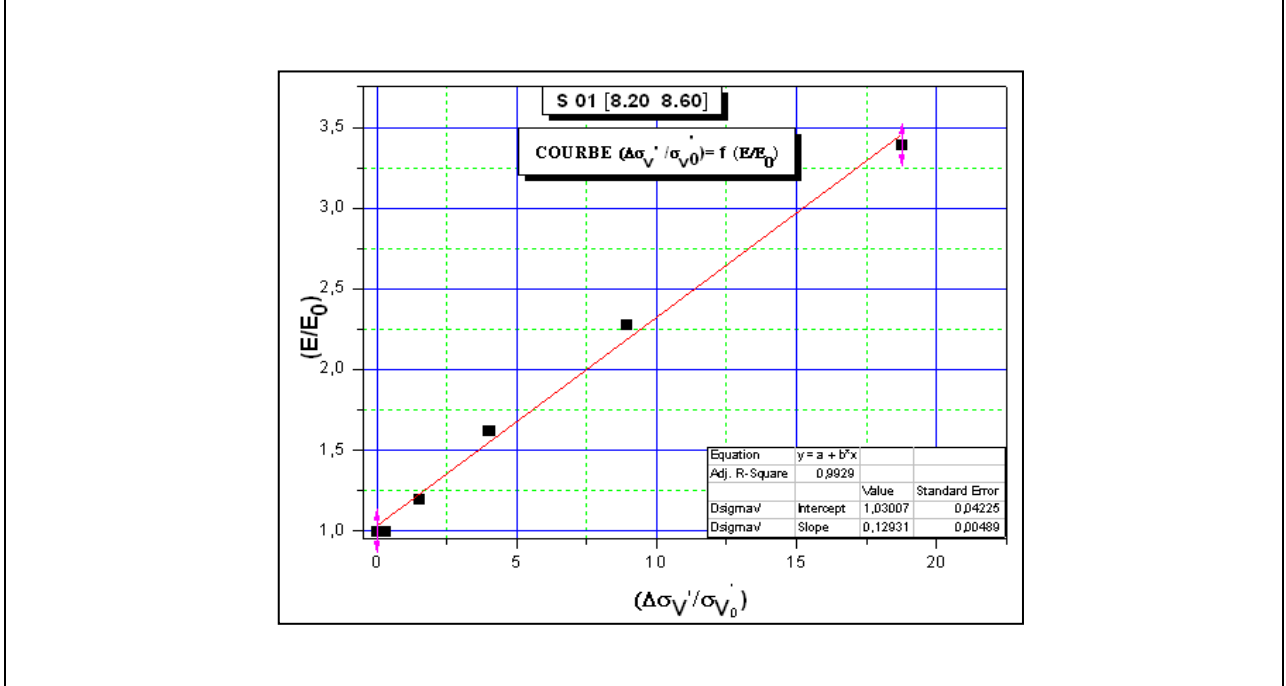
$M_0 = 51,11$ bar	$R = 99,41\%$
$a = 0,993$	$b = 0,061$

Rapport 09

Site	BOUDOUAOU	
Sondage N°	SC 01	
Profondeur - Essai Oedométrique -	8,20 - 8,60 m	$Z_{\text{étudié}} = 8,40 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	8,00 - 9,00 m	
Classification du sol	Ap	

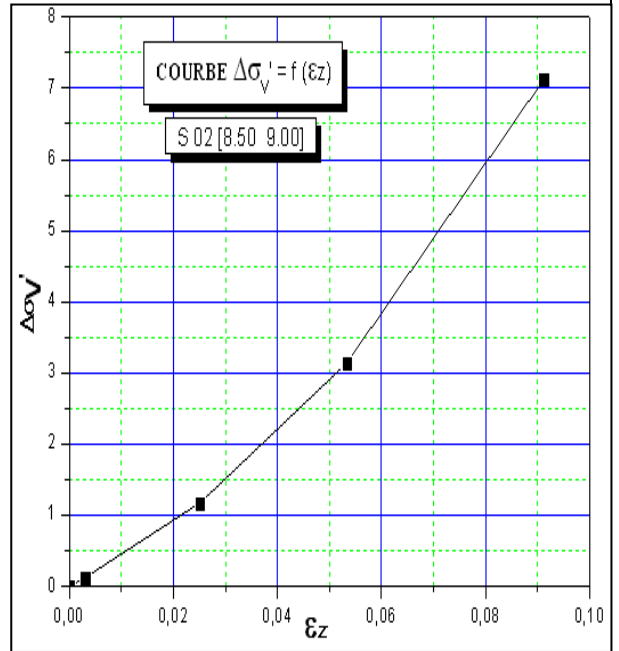
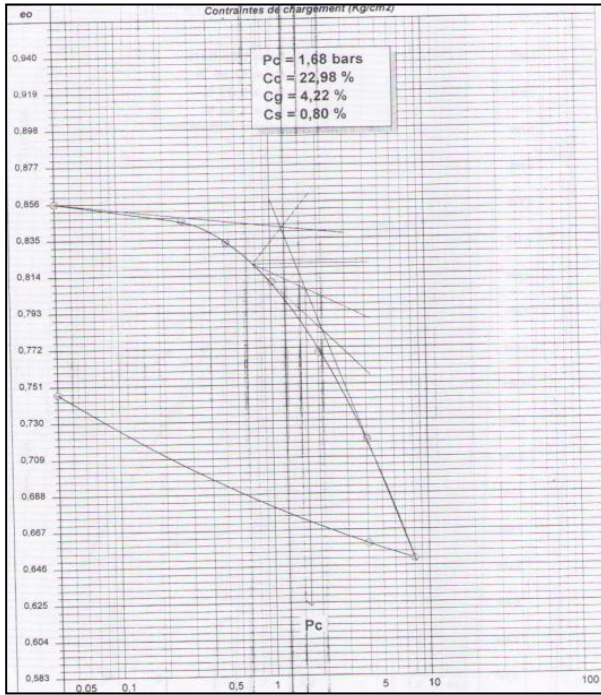


$\sigma_c = 1,86 \text{ bars}$	$C_c = 17,96 \%$	$C_s = 2,87 \%$	$R = 98,94 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------

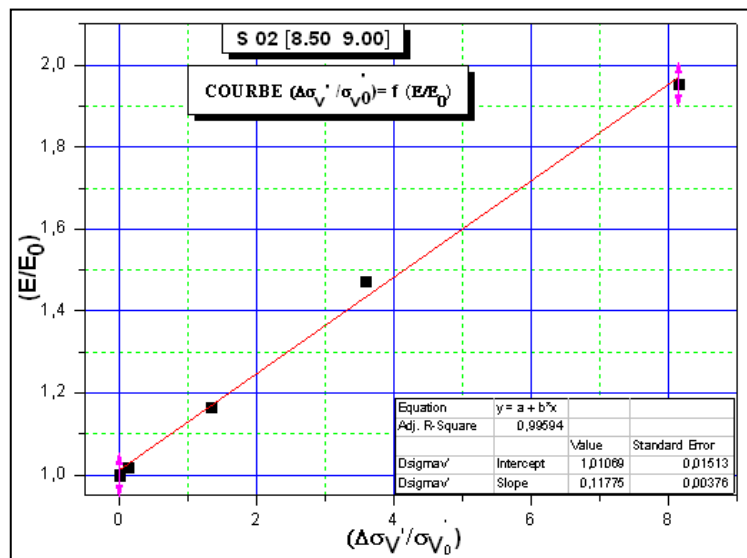


$M_0 = 41,64 \text{ bar}$	$R = 99,29 \%$
$a = 1,030$	$b = 0,129$

Rapport 09		
Site	BOUDOUAOU	
Sondage N°	SC 02	
Profondeur - Essai Oedométrique -	8,50 - 9,00 m	$Z_{\text{étudié}} = 8,75 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	8,00 - 9,00 m	
Classification du sol	Ap	

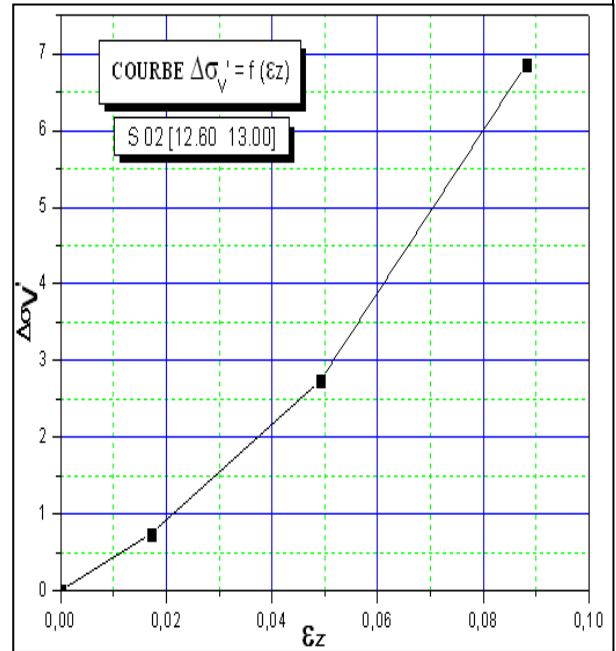
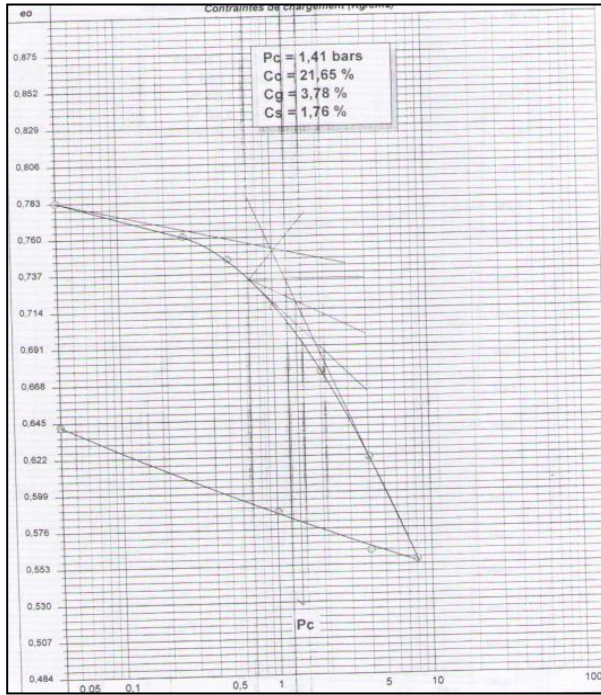


$\sigma_c = 1,68 \text{ bars}$	$C_c = 22,98 \%$	$C_s = 4,22 \%$	$R = 99,60 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------

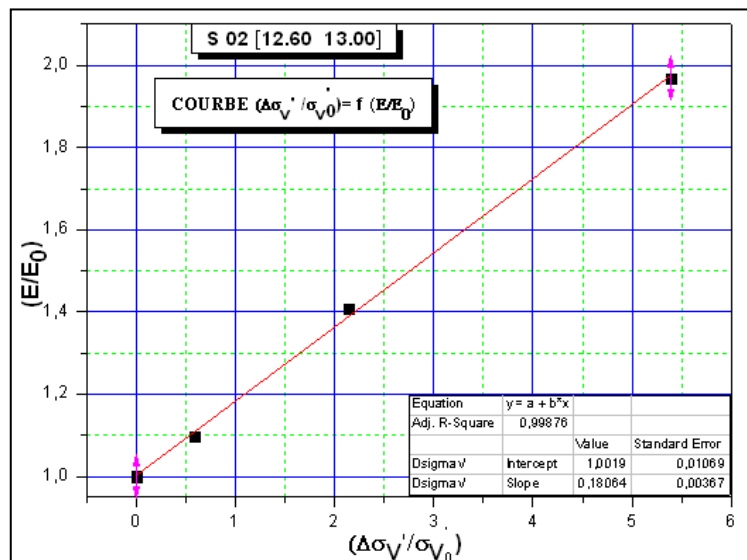


$M_0 = 39,99 \text{ bar}$	$R = 99,59 \%$
$a = 1,010$	$b = 0,117$

Rapport 09		
Site	BOUDOUAOU	
Sondage N°	SC 02	
Profondeur - Essai Oedométrique -	12,60 - 13,00 m	Z étudié = 12,80 m
Profondeur - Essai Down Hole -	12,00 - 13,00 m	
Classification du sol	Ap	

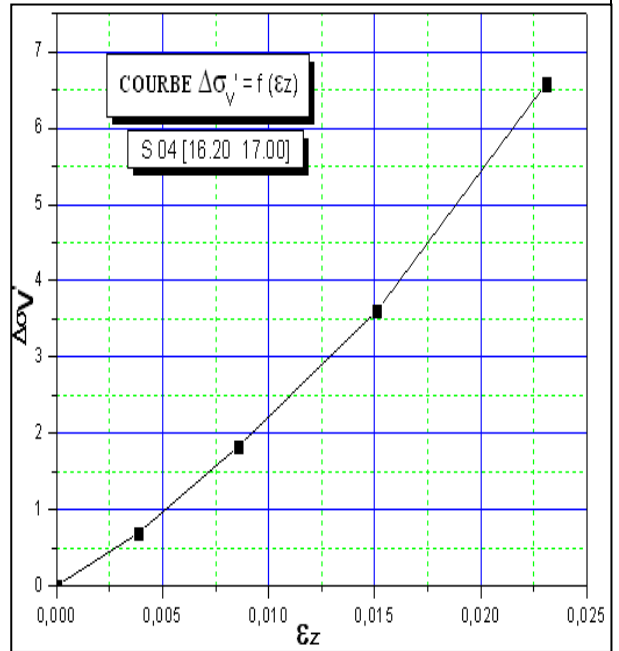
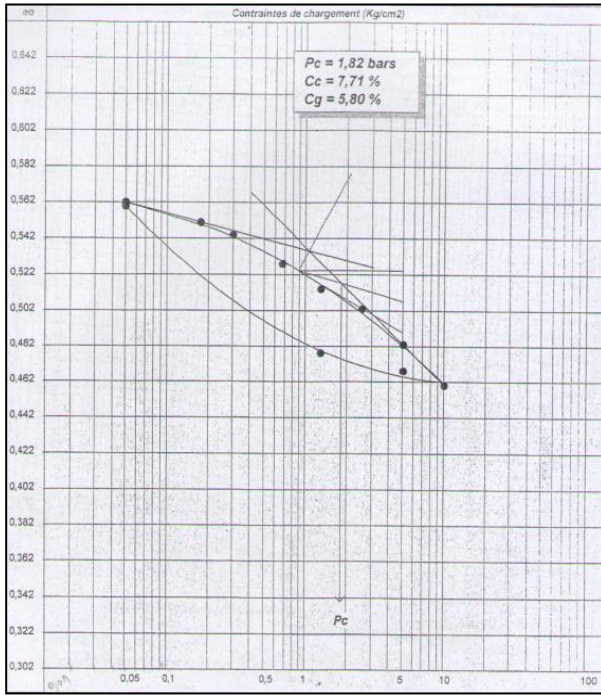


$\sigma_c = 1,41 \text{ bars}$	$C_c = 21,65 \%$	$C_s = 3,78 \%$	$R = 99,85 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------

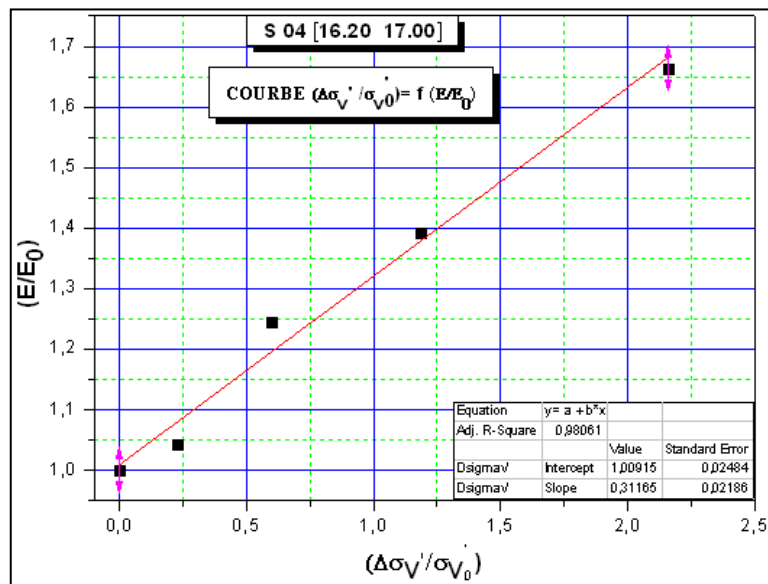


$M_0 = 39,57 \text{ bar}$	$R = 99,87 \%$
$a = 1,001$	$b = 0,180$

Rapport 10		
Site	MORETTI	
Sondage N°	SC 04	
Profondeur - Essai Oedométrique -	16,20 - 17,00 m	Z étudié = 16,60 m
Profondeur - Essai Down Hole -	15,00 - 18,00 m	
Classification du sol	At	



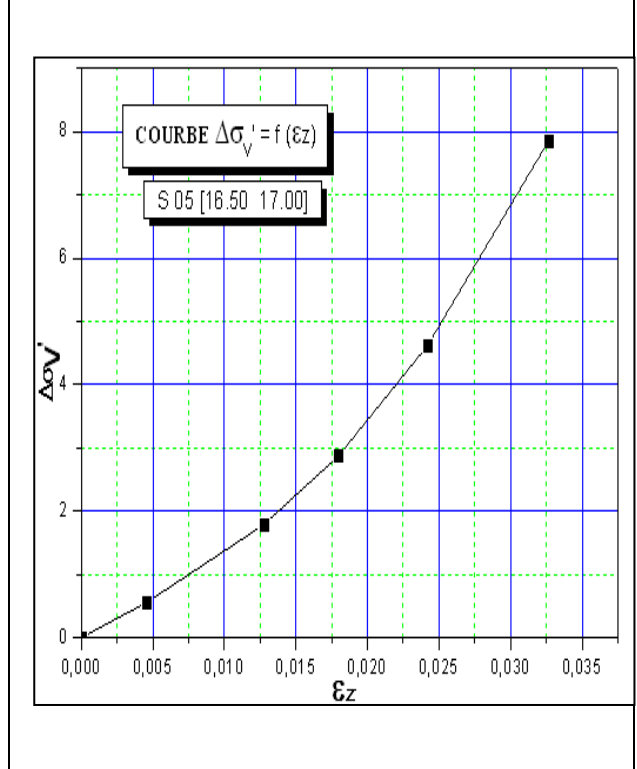
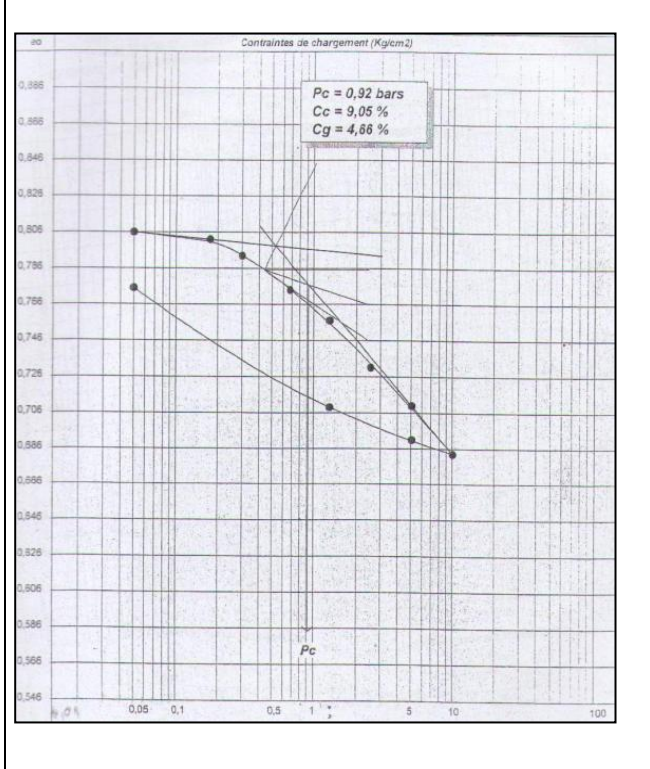
$\sigma_c = 1,82 \text{ bars}$	$C_c = 7,71 \%$	$C_s = 5,80 \%$	$R = 97,85 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



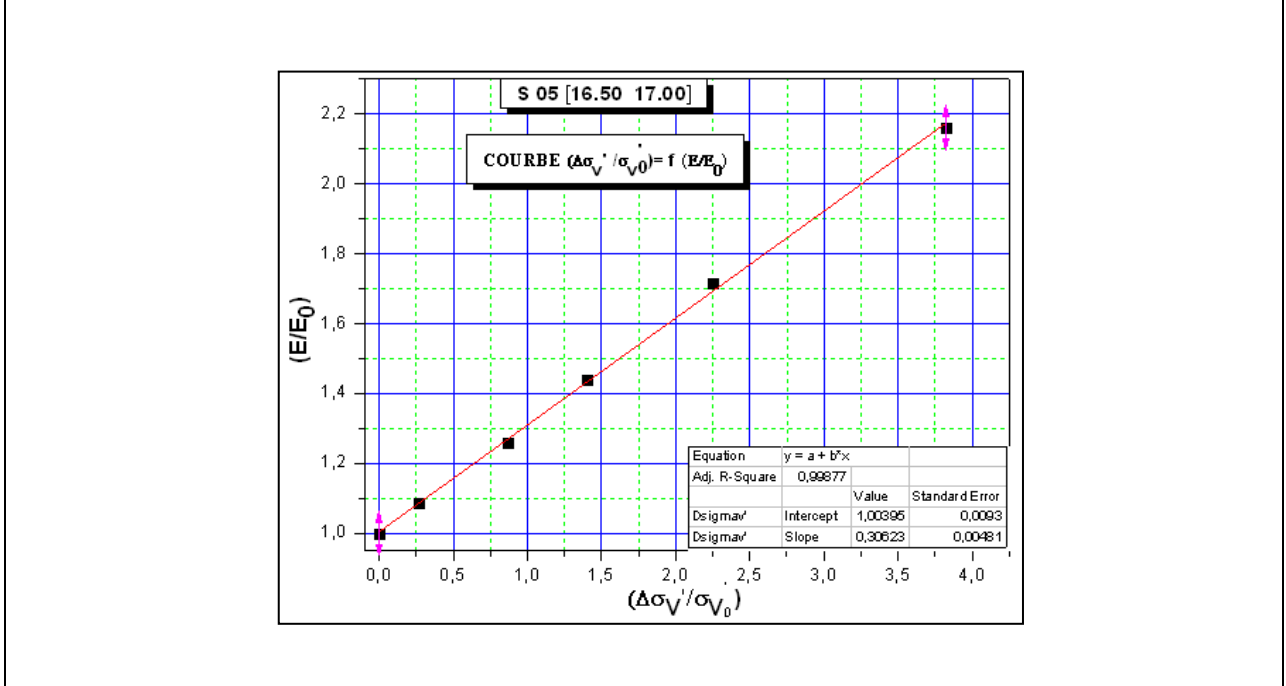
$M_0 = 171,50 \text{ bar}$	$R = 98,06 \%$
$a = 1,009$	$b = 0,311$

Rapport 10

Site	MORETTI	
Sondage N°	SC 05	
Profondeur - Essai Oedométrique -	16,50 - 17,00 m	$Z_{\text{étudié}} = 16,75 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	12,00 - 17,00 m	
Classification du sol	At	



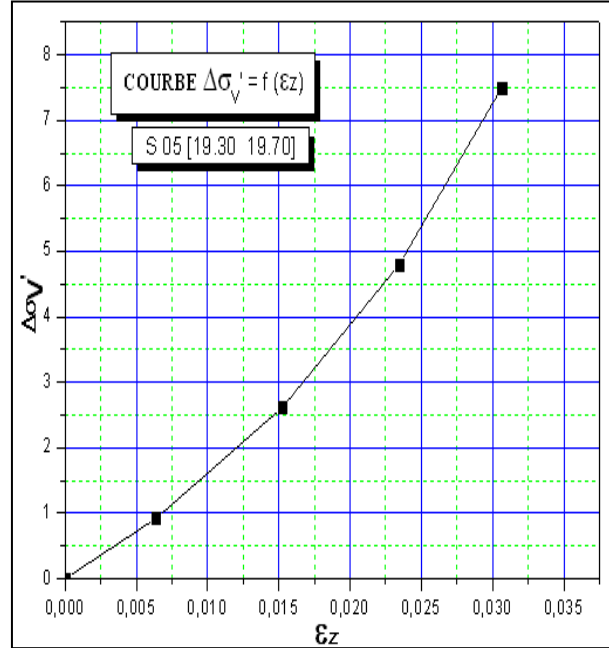
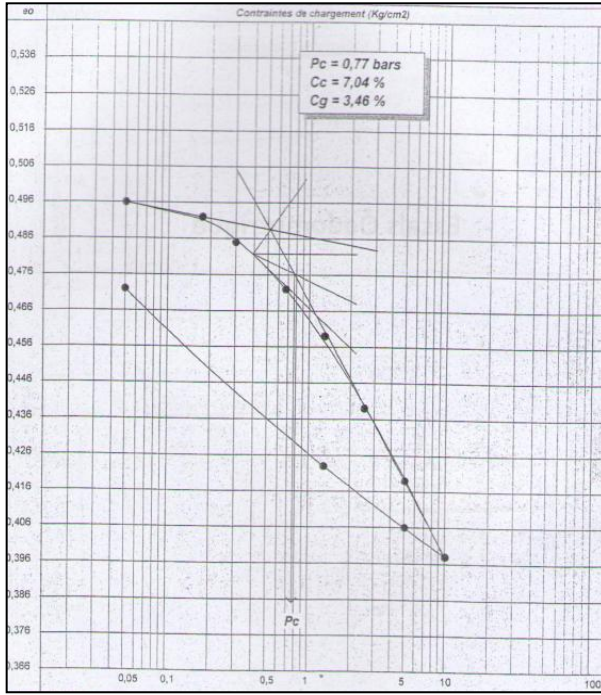
$\sigma_c = 0,92 \text{ bars}$	$C_c = 9,05 \%$	$C_s = 4,66 \%$	$R = 99,85 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



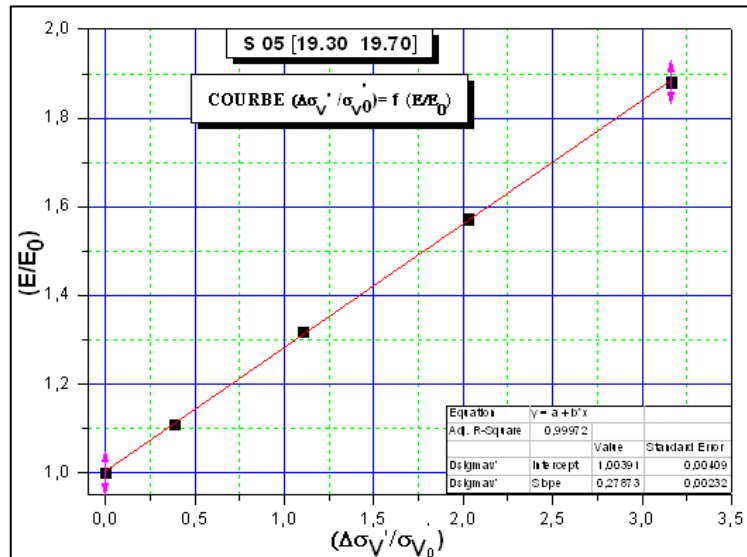
$M_0 = 111,24 \text{ bar}$	$R = 99,87 \%$
$a = 1,003$	$b = 0,306$

Rapport 10

Site	MORETTI	
Sondage N°	SC 05	
Profondeur - Essai Oedométrique -	19,30 - 19,70 m	Z étudié = 19,50 m
Profondeur - Essai Down Hole -	19,00 - 20,00 m	
Classification du sol	At	



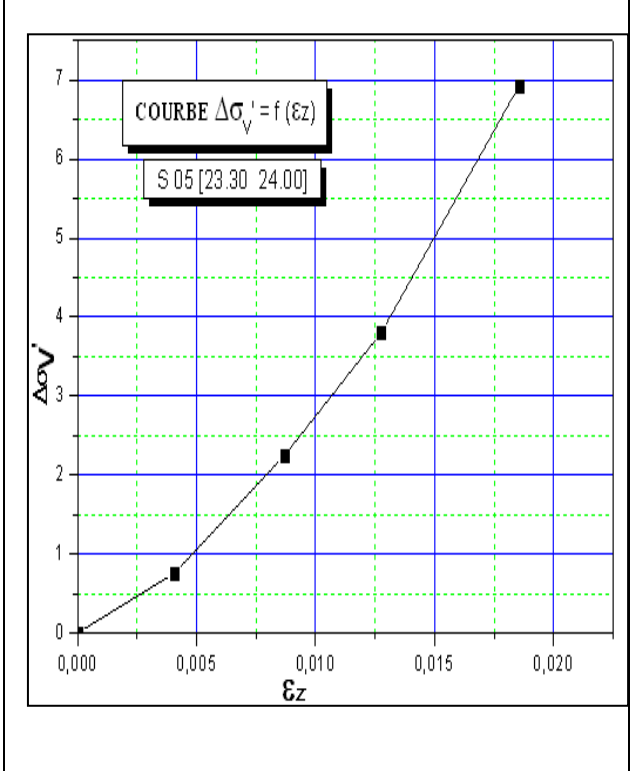
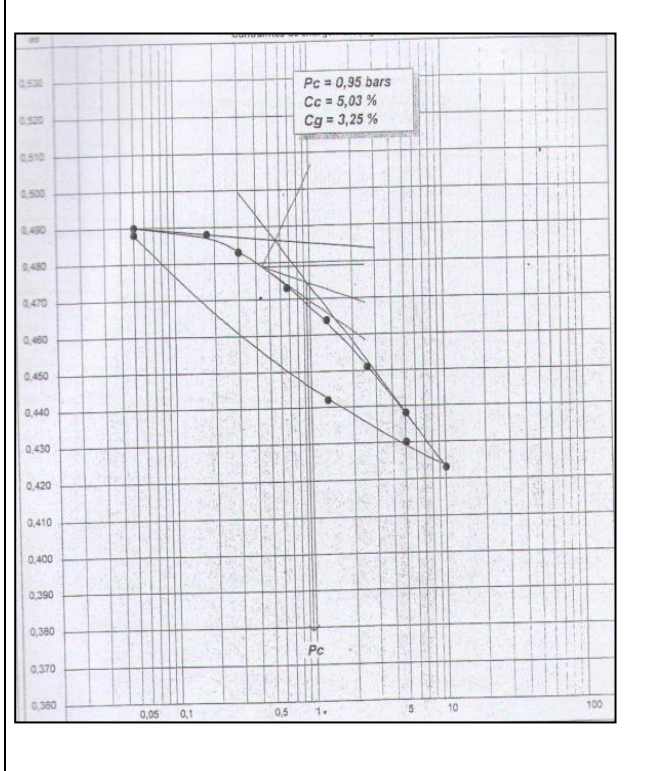
$\sigma_c = 0,77 \text{ bars}$	$C_c = 7,04 \%$	$C_s = 3,46 \%$	$R = 99,97 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



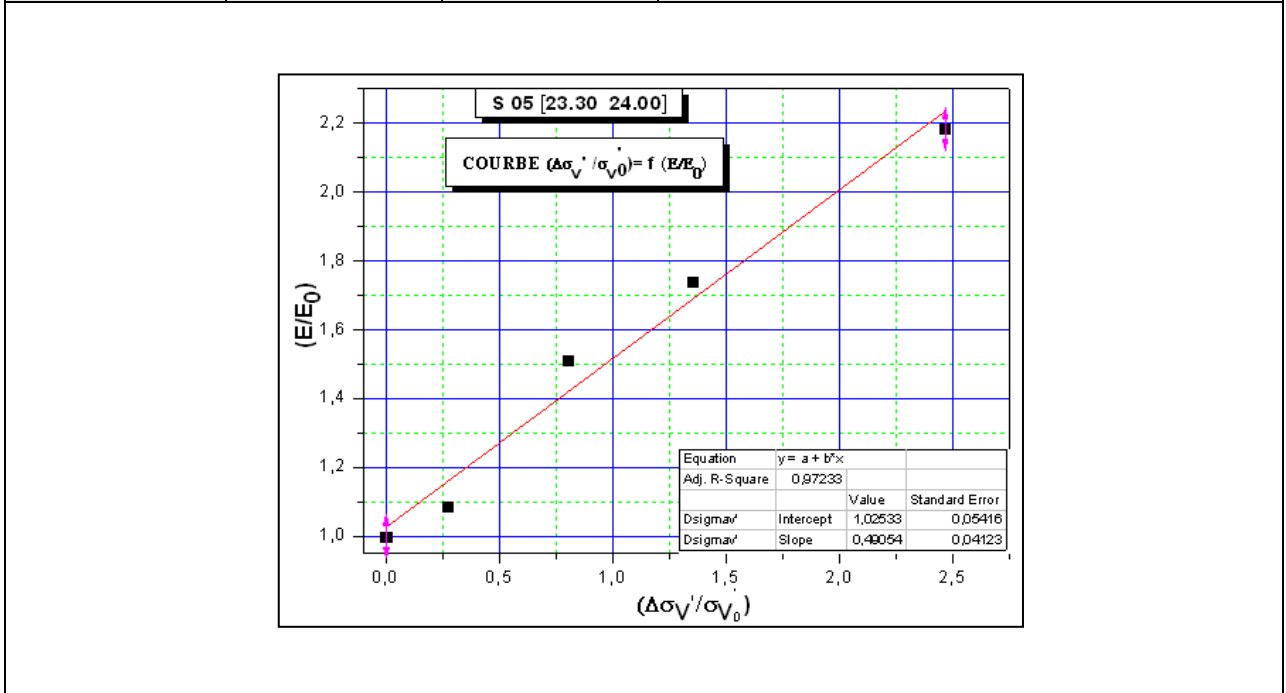
$M_0 = 130,14 \text{ bar}$	$R = 99,97 \%$
$a = 1,003$	$b = 0,278$

Rapport 10

Site	MORETTI	
Sondage N°	SC 05	
Profondeur - Essai Oedométrique -	23,30 - 24,00 m	$Z_{\text{étudié}} = 23,65 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	22,00 - 23,00 m	
Classification du sol	At	



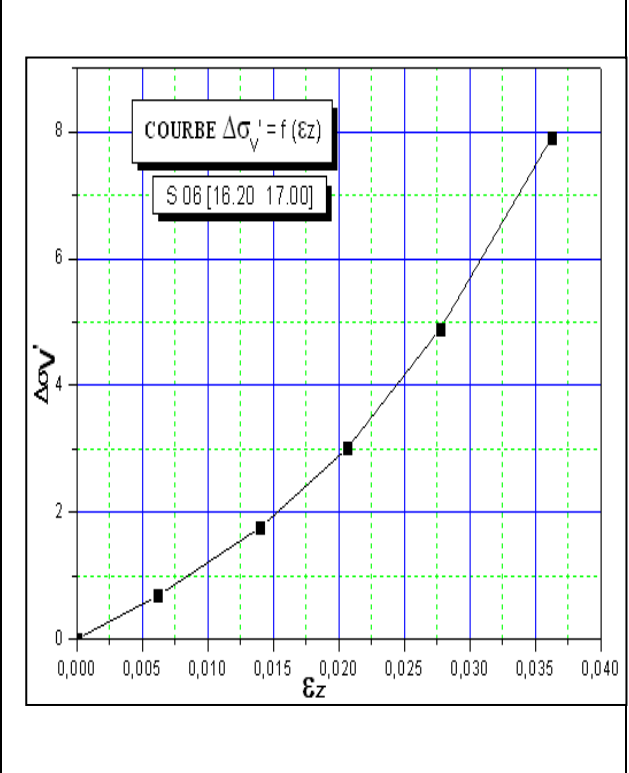
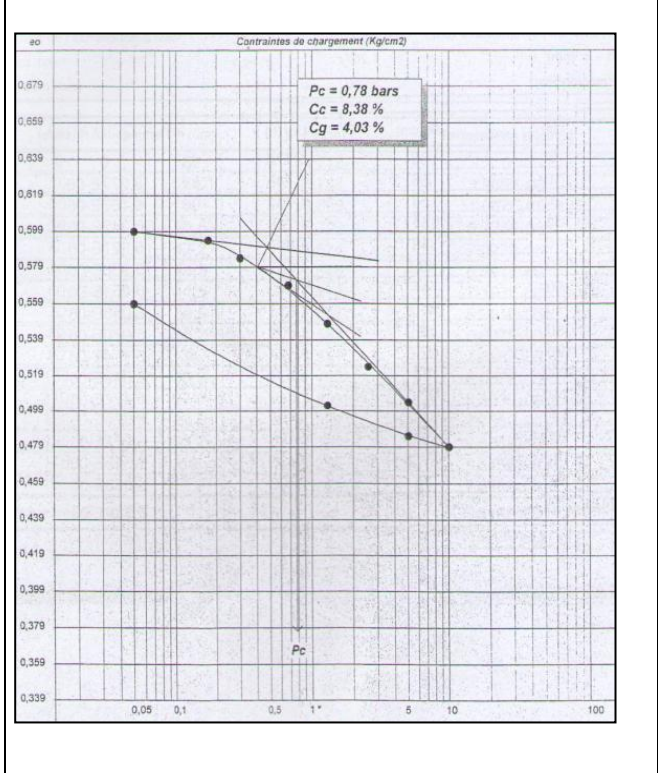
$\sigma_c = 0,95 \text{ bars}$	$C_c = 5,03 \%$	$C_s = 3,25 \%$	$R = 95,99 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



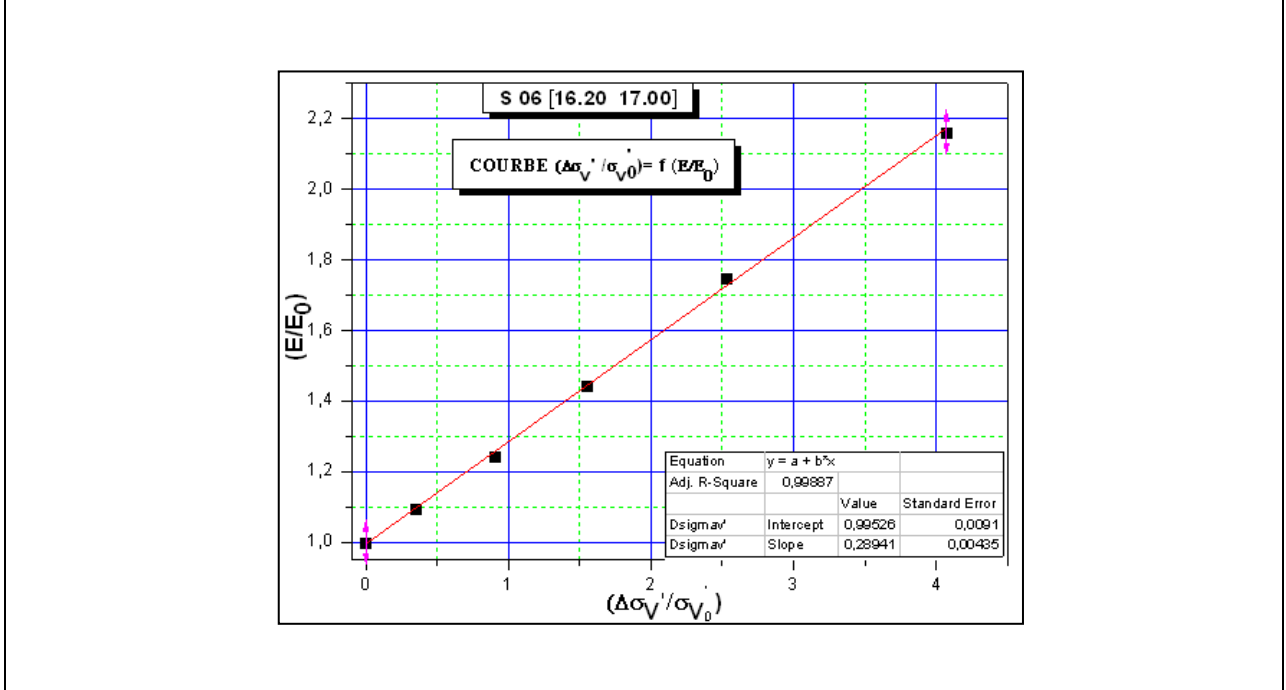
$M_0 = 171,03 \text{ bar}$	$R = 97,23 \%$
$a = 1,025$	$b = 0,490$

Rapport 10

Site	MORETTI	
Sondage N°	SC 06	
Profondeur - Essai Oedométrique -	16,20 - 17,00 m	Z étudié = 16,60 m
Profondeur - Essai Down Hole -	4,00 - 17,00 m	
Classification du sol	At	



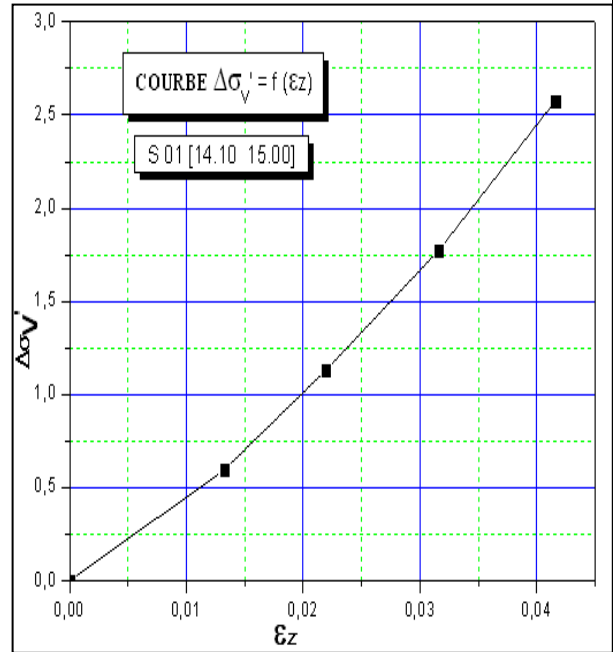
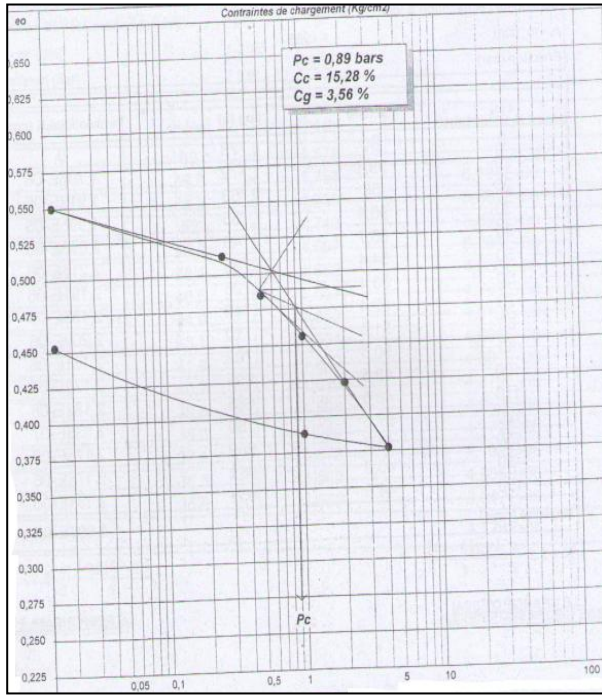
$\sigma_c = 0,78 \text{ bars}$	$C_c = 8,38 \%$	$C_s = 4,03 \%$	$R = 99,98 \%$
--------------------------------	-----------------	-----------------	----------------



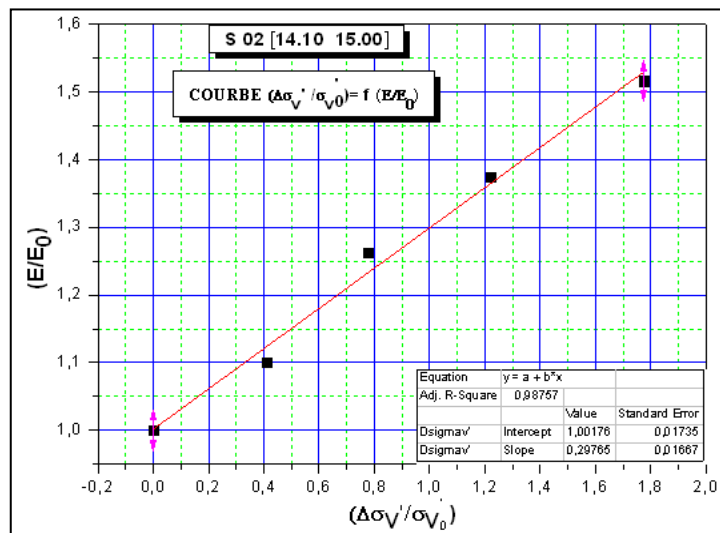
$M_0 = 100,91 \text{ bar}$	$R = 99,88 \%$
$a = 0,995$	$b = 0,289$

Rapport 10

Site	MORETTI	
Sondage N°	SC 01	
Profondeur - Essai Oedométrique -	14,10 - 15,00 m	$Z_{\text{étudié}} = 14,55 \text{ m}$
Profondeur - Essai Down Hole -	14,00 - 15,00 m	
Classification du sol	At	



$\sigma_c = 0,89 \text{ bars}$	$C_c = 15,28 \%$	$C_s = 3,56 \%$	$R = 99,82 \%$
--------------------------------	------------------	-----------------	----------------



$M_0 = 40,82 \text{ bar}$	$R = 98,75 \%$
$a = 1,001$	$b = 0,297$

ANNEXE 02

Résultat de l'étude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de l'essai down-hole

N° Rapport	N° Sondage	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^G) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^G)
Rapport 01	S03	4,52	0,01312	0,00701	1,87161
		34,52	0,08127	0,05276	1,54037
		54,52	0,11757	0,08254	1,42440
		104,52	0,19170	0,14962	1,28125
		184,52	0,29622	0,24855	1,19179
Rapport 01	S04	1,31	0,00176	0,00203	0,86700
		31,31	0,03152	0,04806	0,65585
		51,31	0,04573	0,07816	0,58508
		101,31	0,07278	0,14692	0,49537
		181,31	0,11451	0,24988	0,45826
Rapport 02	S02	3,83	0,02050	0,00145	14,13793
		33,83	0,14439	0,01271	11,36035
		53,83	0,20755	0,02011	10,32074
		103,83	0,33320	0,03825	8,71111
		183,83	0,48500	0,06631	7,31413
Rapport 02	S03	1,16	0,00548	0,00069	7,94203
		31,16	0,12085	0,01841	6,56437
		51,16	0,18739	0,03010	6,22558
		101,16	0,33468	0,05888	5,68410
		181,16	0,51394	0,10372	4,95507
Rapport 03	S01	1,59	0,00075	0,00070	1,06828
		31,59	0,01118	0,01375	0,81309
		51,59	0,01608	0,02222	0,72367
		101,59	0,02525	0,04269	0,59147
		181,59	0,03549	0,06907	0,51383
Rapport 04	S03	1,89	0,00288	0,01251	0,23022
		31,89	0,04013	0,20815	0,19279
		51,89	0,06010	0,33579	0,17898
		101,89	0,10311	0,64611	0,15959
		181,89	0,20122	1,11113	0,18109

N° Rapport	N° Sondage	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^G) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^G)
Rapport 05	S02	1,05	0,00306	0,00464	0,65948
		31,05	0,06426	0,13436	0,47827
		51,05	0,09105	0,21787	0,41791
		101,05	0,15347	0,41434	0,37040
		181,05	0,23697	0,70404	0,33659
Rapport 05	S04	0,86	0,00562	0,00399	1,40852
		30,86	0,14759	0,14167	1,04179
		50,86	0,21165	0,23030	0,91902
		100,86	0,32699	0,44703	0,73147
		180,86	0,44981	0,77116	0,58329
Rapport 05	S08	3,25	0,01394	0,01676	0,83174
		33,25	0,11710	0,16828	0,69586
		53,25	0,17116	0,26508	0,64569
		103,25	0,28033	0,49905	0,56173
		183,25	0,41352	0,84484	0,48947
Rapport 06	S03	2,07	0,00294	0,00162	1,81481
		32,07	0,03490	0,02466	1,41525
		52,07	0,05029	0,03963	1,26899
		102,07	0,07948	0,07577	1,04896
		182,07	0,11242	0,12365	0,90918
Rapport 07	S01	2,22	0,00240	0,00139	1,72662
		32,22	0,02858	0,01991	1,43546
		52,22	0,04231	0,03205	1,32012
		102,22	0,07016	0,06169	1,13730
		182,22	0,10413	0,10719	0,97145
Rapport 07	S03	2,29	0,00327	0,00150	2,18000
		32,29	0,04005	0,02096	1,91078
		52,29	0,06038	0,03370	1,79169
		102,29	0,10272	0,06483	1,58445
		182,29	0,15553	0,11257	1,38163
Rapport 08	S01	1,35	0,00128	0,00025	5,09960
		31,35	0,02225	0,00575	3,86957
		51,35	0,03212	0,00933	3,44266
		101,35	0,05058	0,01800	2,81000
		181,35	0,07486	0,03111	2,40630

N° Rapport	N° Sondage	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^G) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^G)
Rapport 09	S03	4,52	0,00068	0,00229	0,29782
		34,52	0,00478	0,01720	0,27791
		54,52	0,00725	0,02687	0,26982
		104,52	0,01281	0,05017	0,25533
		184,52	0,02280	0,08038	0,28365
Rapport 09	S04	2,4	0,00012	0,00097	0,12320
		32,4	0,00140	0,01290	0,10853
		52,4	0,00212	0,02061	0,10286
		102,4	0,00368	0,03910	0,09412
		182,4	0,00573	0,06179	0,09273
Rapport 09	S06	3,36	0,00103	0,00192	0,53646
		33,36	0,03895	0,01874	2,07844
		53,36	0,17069	0,02967	5,75295
		103,36	0,41040	0,05602	7,32596
		183,36	0,66916	0,09557	7,00178
Rapport 10	S04	0,33	0,00241	0,00008	30,50633
		30,33	0,07931	0,00721	11,00000
		50,33	0,11754	0,01187	9,90227
		100,33	0,19112	0,02318	8,24504
		180,33	0,27614	0,04038	6,83853
Rapport 10	S05	0,96	0,00400	0,00023	17,16738
		30,96	0,10467	0,00743	14,08748
		50,96	0,16197	0,01213	13,35284
		100,96	0,30152	0,02357	12,79253
		180,96	0,46768	0,04101	11,40405
Rapport 10	S06	0,6	0,00132	0,00028	4,68085
		30,6	0,05976	0,01422	4,20253
		50,6	0,09660	0,02336	4,13527
		100,6	0,18039	0,04569	3,94813
		180,6	0,27961	0,07999	3,49556
Rapport 10	S07	2,51	0,00702	0,00044	16,06407
		32,51	0,08338	0,00557	14,96948
		52,51	0,13977	0,00891	15,68687
		102,51	0,30392	0,01698	17,89870
		182,51	0,50595	0,02914	17,36273

ANNEXE 03

Résultat de l'étude d'influence des dimensions des fondations sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai down-hole
- Cas d'une Fondation carrée (L/B =1) -

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^G) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^G)
Rapport 01	S03	1,50	1,00	4,52	0,01312	0,00701	1,8716
				34,52	0,08127	0,05276	1,5404
				54,52	0,11757	0,08254	1,4244
				104,52	0,19170	0,14962	1,2812
				184,52	0,29622	0,24855	1,1918
Rapport 01	S04	1,50	1,00	1,31	0,00176	0,00203	0,8670
				31,31	0,03152	0,04806	0,6558
				51,31	0,04573	0,07816	0,5851
				101,31	0,07278	0,14692	0,4954
				181,31	0,11451	0,24988	0,4583
Rapport 02	S02	1,50	1,00	3,83	0,02050	0,00145	14,1379
				33,83	0,14439	0,01271	11,3603
				53,83	0,20755	0,02011	10,3207
				103,83	0,33320	0,03825	8,7111
				183,83	0,48500	0,06631	7,3141
Rapport 02	S03	1,50	1,00	1,16	0,00548	0,00069	7,9420
				31,16	0,12085	0,01841	6,5644
				51,16	0,18739	0,03010	6,2256
				101,16	0,33468	0,05888	5,6841
				181,16	0,51394	0,10372	4,9551
Rapport 03	S01	1,50	1,00	1,59	0,00075	0,00070	1,0683
				31,59	0,01118	0,01375	0,8131
				51,59	0,01608	0,02222	0,7237
				101,59	0,02525	0,04269	0,5915
				181,59	0,03549	0,06907	0,5138
Rapport 04	S03	1,50	1,00	1,89	0,00288	0,01251	0,2302
				31,89	0,04013	0,20815	0,1928
				51,89	0,06010	0,33579	0,1790
				101,89	0,10311	0,64611	0,1596
				181,89	0,20122	1,11113	0,1811

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^G) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^G)
Rapport 05	S02	1,50	1,00	1,05	0,00306	0,00464	0,6595
				31,05	0,06426	0,13436	0,4783
				51,05	0,09105	0,21787	0,4179
				101,05	0,15347	0,41434	0,3704
				181,05	0,23697	0,70404	0,3366
Rapport 05	S04	1,50	1,00	0,86	0,00562	0,00399	1,4085
				30,86	0,14759	0,14167	1,0418
				50,86	0,21165	0,23030	0,9190
				100,86	0,32699	0,44703	0,7315
				180,86	0,44981	0,77116	0,5833
Rapport 05	S08	1,50	1,00	3,25	0,01394	0,01676	0,8317
				33,25	0,11710	0,16828	0,6959
				53,25	0,17116	0,26508	0,6457
				103,25	0,28033	0,49905	0,5617
				183,25	0,41352	0,84484	0,4895
Rapport 06	S03	1,50	1,00	2,07	0,00294	0,00162	1,8148
				32,07	0,03490	0,02466	1,4152
				52,07	0,05029	0,03963	1,2690
				102,07	0,07948	0,07577	1,0490
				182,07	0,11242	0,12365	0,9092
Rapport 07	S01	1,50	1,00	2,22	0,00240	0,00139	1,7266
				32,22	0,02858	0,01991	1,4355
				52,22	0,04231	0,03205	1,3201
				102,22	0,07016	0,06169	1,1373
				182,22	0,10413	0,10719	0,9715
Rapport 07	S03	1,50	1,00	2,29	0,00327	0,00150	2,1800
				32,29	0,04005	0,02096	1,9108
				52,29	0,06038	0,03370	1,7917
				102,29	0,10272	0,06483	1,5845
				182,29	0,15553	0,11257	1,3816
Rapport 08	S01	1,50	1,00	1,35	0,00128	0,00025	5,0996
				31,35	0,02225	0,00575	3,8696
				51,35	0,03212	0,00933	3,4427
				101,35	0,05058	0,01800	2,8100
				181,35	0,07486	0,03111	2,4063

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^G) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^G)
Rapport 09	S03	1,50	1,00	4,52	0,00068	0,00229	0,2978
				34,52	0,00478	0,01720	0,2779
				54,52	0,00725	0,02687	0,2698
				104,52	0,01281	0,05017	0,2553
				184,52	0,02280	0,08038	0,2837
Rapport 09	S04	1,50	1,00	2,4	0,00012	0,00097	0,1232
				32,4	0,00140	0,01290	0,1085
				52,4	0,00212	0,02061	0,1029
				102,4	0,00368	0,03910	0,0941
				182,4	0,00573	0,06179	0,0927
Rapport 09	S06	1,50	1,00	3,36	0,00103	0,00192	0,5365
				33,36	0,03895	0,01874	2,0784
				53,36	0,17069	0,02967	5,7529
				103,36	0,41040	0,05602	7,3260
				183,36	0,66916	0,09557	7,0018
Rapport 10	S04	1,50	1,00	0,33	0,00241	0,00008	30,5063
				30,33	0,07931	0,00721	11,0000
				50,33	0,11754	0,01187	9,9023
				100,33	0,19112	0,02318	8,2450
				180,33	0,27614	0,04038	6,8385
Rapport 10	S05	1,50	1,00	0,96	0,00400	0,00023	17,1674
				30,96	0,10467	0,00743	14,0875
				50,96	0,16197	0,01213	13,3528
				100,96	0,30152	0,02357	12,7925
				180,96	0,46768	0,04101	11,4040
Rapport 10	S06	1,50	1,00	0,6	0,00132	0,00028	4,6809
				30,6	0,05976	0,01422	4,2025
				50,6	0,09660	0,02336	4,1353
				100,6	0,18039	0,04569	3,9481
				180,6	0,27961	0,07999	3,4956
Rapport 10	S07	1,50	1,00	2,51	0,00702	0,00044	16,0641
				32,51	0,08338	0,00557	14,9695
				52,51	0,13977	0,00891	15,6869
				102,51	0,30392	0,01698	17,8987
				182,51	0,50595	0,02914	17,3627

Résultat de l'étude d'influence des dimensions des fondations sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai down-hole

- Cas d'une Fondation rectangulaire (L/B =2) -

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^G) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^G)
Rapport 01	S03	1,50	2,00	6,73	0,0247	0,0122	2,0255
				36,73	0,1098	0,0654	1,6778
				56,73	0,1545	0,1001	1,5445
				106,73	0,2488	0,1771	1,4052
				186,73	0,3867	0,2903	1,3319
Rapport 01	S04	1,50	2,00	3,98	0,0062	0,0072	0,8585
				33,98	0,0397	0,0608	0,6519
				53,98	0,0559	0,0958	0,5836
				103,98	0,0878	0,1756	0,5000
				183,98	0,1513	0,2933	0,5158
Rapport 02	S02	1,50	2,00	6,14	0,0371	0,0028	13,4312
				36,14	0,1751	0,0161	10,8770
				56,14	0,2465	0,0249	9,9068
				106,14	0,3903	0,0464	8,4119
				186,14	0,5685	0,0797	7,1311
Rapport 02	S03	1,50	2,00	3,85	0,0207	0,0026	7,8523
				33,85	0,1517	0,0231	6,5739
				53,85	0,2285	0,0365	6,2531
				103,85	0,3965	0,0697	5,6877
				183,85	0,6020	0,1214	4,9600
Rapport 03	S01	1,50	2,00	4,22	0,0024	0,0022	1,0683
				34,22	0,0143	0,0172	0,8131
				54,22	0,0199	0,0269	0,7237
				104,22	0,0304	0,0504	0,5915
				184,22	0,0419	0,0806	0,5138
Rapport 04	S03	1,50	2,00	4,48	0,0082	0,0380	0,2143
				34,48	0,0526	0,2889	0,1822
				54,48	0,0776	0,4530	0,1712
				104,48	0,1353	0,8529	0,1587
				184,48	0,2758	1,4558	0,1894

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^G) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^G)
Rapport 05	S02	1,50	2,00	3,76	0,0120	0,0188	0,6376
				33,76	0,0762	0,1650	0,4621
				53,76	0,1046	0,2587	0,4043
				103,76	0,1704	0,4795	0,3553
				183,76	0,2569	0,8044	0,3194
Rapport 05	S04	1,50	2,00	3,59	0,0254	0,0210	1,2060
				33,59	0,1728	0,1949	0,8868
				53,59	0,2394	0,3069	0,7801
				103,59	0,3594	0,5815	0,6182
				183,59	0,4875	0,9940	0,4904
Rapport 05	S08	1,50	2,00	5,65	0,0289	0,0341	0,8473
				35,65	0,1499	0,2113	0,7094
				55,65	0,2136	0,3244	0,6585
				105,65	0,3428	0,5980	0,5732
				185,65	0,5015	1,0023	0,5003
Rapport 06	S03	1,50	2,00	4,63	0,0079	0,0040	1,9899
				34,63	0,0453	0,0293	1,5454
				54,63	0,0632	0,0457	1,3826
				104,63	0,0968	0,0852	1,1370
				184,63	0,1350	0,1370	0,9852
Rapport 07	S01	1,50	2,00	4,76	0,0062	0,0035	1,8035
				34,76	0,0376	0,0250	1,5080
				54,76	0,0542	0,0391	1,3880
				104,76	0,0876	0,0734	1,1931
				184,76	0,1274	0,1262	1,0097
Rapport 07	S03	1,50	2,00	4,82	0,0085	0,0035	2,4400
				34,82	0,0533	0,0250	2,1278
				54,82	0,0779	0,0391	1,9890
				104,82	0,1286	0,0735	1,7489
				184,82	0,1909	0,1261	1,5142
Rapport 08	S01	1,50	2,00	4,01	0,0045	0,0009	5,0788
				34,01	0,0286	0,0074	3,8544
				54,01	0,0399	0,0117	3,4199
				104,01	0,0609	0,0220	2,7759
				184,01	0,0889	0,0375	2,3717

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^G) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^G)
Rapport 09	S03	1,50	2,00	4,91	0,0011	0,0028	0,3835
				34,91	0,0070	0,0195	0,3579
				54,91	0,0105	0,0304	0,3457
				104,91	0,0183	0,0566	0,3235
				184,91	0,0422	0,0913	0,4619
Rapport 09	S04	1,50	2,00	4,91	0,0003	0,0022	0,1619
				34,91	0,0022	0,0150	0,1431
				54,91	0,0032	0,0233	0,1355
				104,91	0,0053	0,0432	0,1231
				184,91	0,0081	0,0672	0,1203
Rapport 09	S06	1,50	2,00	5,74	0,0022	0,0036	0,6028
				35,74	0,0647	0,0220	2,9378
				55,74	0,2089	0,0340	6,1507
				105,74	0,4701	0,0627	7,4982
				185,74	0,7496	0,1056	7,0981
Rapport 10	S04	1,50	2,00	3,14	0,0133	0,0009	15,5180
				33,14	0,0989	0,0090	11,0447
				53,14	0,1417	0,0142	9,9557
				103,14	0,2244	0,0270	8,2992
				183,14	0,3204	0,0465	6,8844
Rapport 10	S05	1,50	2,00	3,68	0,0173	0,0010	17,3100
				33,68	0,1307	0,0090	14,4740
				53,68	0,1959	0,0143	13,7164
				103,68	0,3497	0,0270	12,9356
				183,68	0,5319	0,0465	11,4510
Rapport 10	S06	1,50	2,00	3,37	0,0088	0,0018	4,8297
				33,37	0,0773	0,0178	4,3451
				53,37	0,1198	0,0283	4,2391
				103,37	0,2151	0,0539	3,9942
				183,37	0,3280	0,0932	3,5215
Rapport 10	S07	1,50	2,00	5,18	0,0177	0,0010	17,7355
				35,18	0,1139	0,0067	17,0750
				55,18	0,1833	0,0104	17,7121
				105,18	0,3713	0,0193	19,2878
				185,18	0,6013	0,0326	18,4275

Résultat de l'étude d'influence des dimensions des fondations sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai down-hole

- Cas d'une Fondation filante (L/B =10) -

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^G) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^G)
Rapport 01	S03	1,50	10,00	6,73	0,0271	0,0131	2,0680
				36,73	0,1212	0,0703	1,7233
				56,73	0,1703	0,1076	1,5831
				106,73	0,2752	0,1909	1,4417
				186,73	0,4244	0,3130	1,3560
Rapport 01	S04	1,50	10,00	3,98	0,0065	0,0078	0,8335
				33,98	0,0420	0,0654	0,6422
				53,98	0,0595	0,1030	0,5778
				103,98	0,0955	0,1892	0,5048
				183,98	0,1701	0,3160	0,5383
Rapport 02	S02	1,50	10,00	6,14	0,0387	0,0030	12,7723
				36,14	0,1844	0,0177	10,4304
				56,14	0,2608	0,0273	9,5454
				106,14	0,4175	0,0510	8,1865
				186,14	0,6193	0,0877	7,0596
Rapport 02	S03	1,50	10,00	3,85	0,0218	0,0028	7,7580
				33,85	0,1609	0,0246	6,5439
				53,85	0,2427	0,0389	6,2329
				103,85	0,4216	0,0743	5,6721
				183,85	0,6414	0,1295	4,9537
Rapport 03	S01	1,50	10,00	4,22	0,0025	0,0023	1,0733
				34,22	0,0151	0,0185	0,8154
				54,22	0,0211	0,0291	0,7244
				104,22	0,0321	0,0545	0,5885
				184,22	0,0441	0,0878	0,5026
Rapport 04	S03	1,50	10,00	4,48	0,0089	0,0444	0,2014
				34,48	0,0589	0,3377	0,1746
				54,48	0,0878	0,5298	0,1657
				104,48	0,1573	0,9991	0,1574
				184,48	0,3148	1,7112	0,1840

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^G) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^G)
Rapport 05	S02	1,50	10,00	3,76	0,0122	0,0198	0,6595
				33,76	0,0779	0,1740	0,4783
				53,76	0,1071	0,2729	0,4179
				103,76	0,1745	0,5064	0,3704
				183,76	0,2627	0,8509	0,3366
Rapport 05	S04	1,50	10,00	3,59	0,0256	0,0241	1,0605
				33,59	0,1747	0,2238	0,7807
				53,59	0,2422	0,3528	0,6863
				103,59	0,3640	0,6695	0,5437
				183,59	0,4941	1,1474	0,4306
Rapport 05	S08	1,50	10,00	5,65	0,0308	0,0366	0,8413
				35,65	0,1609	0,2272	0,7083
				55,65	0,2301	0,3491	0,6590
				105,65	0,3712	0,6443	0,5761
				185,65	0,5473	1,0819	0,5058
Rapport 06	S03	1,50	10,00	5,18	0,0196	0,0011	18,6571
				35,18	0,1263	0,0070	17,9644
				55,18	0,2019	0,0109	18,5096
				105,18	0,4025	0,0203	19,8188
				185,18	0,6479	0,0345	18,7963
Rapport 07	S01	1,50	10,00	4,76	0,0068	0,0037	1,8324
				34,76	0,0411	0,0267	1,5359
				54,76	0,0592	0,0418	1,4140
				104,76	0,0953	0,0787	1,2097
				184,76	0,1383	0,1354	1,0211
Rapport 07	S03	1,50	10,00	4,82	0,0092	0,0036	2,5344
				34,82	0,0575	0,0260	2,2141
				54,82	0,0840	0,0406	2,0705
				104,82	0,1388	0,0763	1,8198
				184,82	0,2058	0,1309	1,5730
Rapport 08	S01	1,50	10,00	4,01	0,0048	0,0010	4,8028
				34,01	0,0302	0,0083	3,6518
				54,01	0,0422	0,0130	3,2389
				104,01	0,0644	0,0245	2,6237
				184,01	0,0939	0,0420	2,2370

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^G) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^G)
Rapport 09	S03	1,50	10,00	4,91	0,0013	0,0030	0,4478
				34,91	0,0086	0,0208	0,4153
				54,91	0,0130	0,0324	0,4003
				104,91	0,0224	0,0603	0,3718
				184,91	0,0535	0,0977	0,5476
Rapport 09	S04	1,50	10,00	4,91	0,0004	0,0022	0,1884
				34,91	0,0026	0,0156	0,1674
				54,91	0,0038	0,0242	0,1582
				104,91	0,0064	0,0448	0,1430
				184,91	0,0114	0,0701	0,1625
Rapport 09	S06	1,50	10,00	5,74	0,0029	0,0038	0,7660
				35,74	0,0777	0,0230	3,3810
				55,74	0,2269	0,0355	6,3976
				105,74	0,4968	0,0655	7,5869
				185,74	0,7849	0,1104	7,1101
Rapport 10	S04	1,50	10,00	3,14	0,0138	0,0009	14,9837
				33,14	0,1033	0,0096	10,7594
				53,14	0,1484	0,0153	9,7164
				103,14	0,2360	0,0291	8,1198
				183,14	0,3381	0,0501	6,7495
Rapport 10	S05	1,50	10,00	3,68	0,0180	0,0011	17,1714
				33,68	0,1369	0,0095	14,3901
				53,68	0,2051	0,0150	13,6487
				103,68	0,3652	0,0285	12,8268
				183,68	0,5549	0,0490	11,3289
Rapport 10	S06	1,50	10,00	3,37	0,0094	0,0019	4,8402
				33,37	0,0829	0,0190	4,3593
				53,37	0,1283	0,0302	4,2474
				103,37	0,2296	0,0576	3,9877
				183,37	0,3500	0,0997	3,5112
Rapport 10	S07	1,50	10,00	5,18	0,0196	0,0011	18,6571
				35,18	0,1263	0,0070	17,9644
				55,18	0,2019	0,0109	18,5096
				105,18	0,4025	0,0203	19,8188
				185,18	0,6479	0,0345	18,7963

ANNEXE 04

Résultat de l'étude comparative entre le tassement oedométrique et le tassement oedométrique calculé à partir de l'essai CPT

N° Rapport	N° Sondage	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^{CPT}) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^{CPT})
Rapport 01	S01	7,57	0,0143	0,0029	4,9895
		37,57	0,0664	0,0183	3,6364
	CPT 09	57,57	0,0901	0,0284	3,1774
		107,57	0,1334	0,0530	2,5192
		187,57	0,1830	0,0902	2,0304
Rapport 01	S01	7,57	0,0109	0,0010	10,7255
		37,57	0,0501	0,0065	7,7149
	CPT 18	57,57	0,0675	0,0100	6,7201
		107,57	0,0987	0,0187	5,2889
		187,57	0,1324	0,0317	4,1792
Rapport 01	S01	7,57	0,0109	0,0019	5,9135
		37,57	0,0501	0,0118	4,2613
	CPT 19	57,57	0,0675	0,0182	3,7092
		107,57	0,0987	0,0338	2,9198
		187,57	0,1324	0,0574	2,3069
Rapport 01	S02	5,5	0,0082	0,0030	2,7162
		35,5	0,0681	0,0323	2,1087
	CPT 04	55,5	0,0974	0,0515	1,8903
		105,5	0,1548	0,0985	1,5705
		185,5	0,2231	0,1685	1,3235
Rapport 01	S02	5,5	0,0070	0,0022	3,1719
		35,5	0,0567	0,0234	2,4189
	CPT 05	55,5	0,0802	0,0373	2,1498
		105,5	0,1246	0,0712	1,7504
		185,5	0,1749	0,1189	1,4712
Rapport 01	S02	5,5	0,0070	0,0025	2,8153
		35,5	0,0567	0,0265	2,1437
	CPT 06	55,5	0,0802	0,0421	1,9043
		105,5	0,1246	0,0804	1,5502
		185,5	0,1749	0,1323	1,3226

N° Rapport	N° Sondage	Q_p (kPa)	(s_c^{Oed}) (m)	(s_c^{CPT}) (m)	$r = (s_c^{Oed} / s_c^{CPT})$
Rapport 01	S02	5,5	0,0082	0,0028	2,9498
		35,5	0,0681	0,0296	2,2996
	CPT 11	55,5	0,0974	0,0472	2,0634
		105,5	0,1548	0,0901	1,7176
		185,5	0,2231	0,1513	1,4744
Rapport 01	S03	4,84	0,0046	0,0021	2,2293
		34,84	0,0488	0,0283	1,7270
	CPT 16	54,84	0,0702	0,0454	1,5444
		104,84	0,1108	0,0865	1,2807
		184,84	0,1571	0,1442	1,0900
Rapport 01	S03	4,84	0,0028	0,0005	5,4721
		34,84	0,0293	0,0072	4,0922
	CPT 17	54,84	0,0415	0,0115	3,6113
		104,84	0,0641	0,0220	2,9123
		184,84	0,0889	0,0380	2,3418
Rapport 02	S01	5,86	0,0073	0,0083	0,8777
		35,86	0,0555	0,0790	0,7025
	CPT 02'	55,86	0,0806	0,1254	0,6432
		105,86	0,1355	0,2383	0,5685
		185,86	0,2242	0,4081	0,5494
Rapport 03	S01	4,64	0,0064	0,0014	4,4097
		34,64	0,0332	0,0105	3,1627
	CPT 01	54,64	0,0450	0,0164	2,7500
		104,64	0,0658	0,0303	2,1681
		184,64	0,0875	0,0474	1,8488
Rapport 03	S01	4,64	0,0070	0,0021	3,3445
		34,64	0,0367	0,0153	2,3983
	CPT 02	54,64	0,0497	0,0238	2,0848
		104,64	0,0727	0,0424	1,7144
		184,64	0,0970	0,0698	1,3887
Rapport 03	S02	4,81	0,0046	0,0041	1,1432
		34,81	0,0339	0,0288	1,1777
	CPT 06	54,81	0,0505	0,0444	1,1373
		104,81	0,0815	0,0800	1,0193
		184,81	0,1160	0,1320	0,8788

N° Rapport	N° Sondage	Q_p (kPa)	(s_c^{Oed}) (m)	(s_c^{CPT}) (m)	$r = (s_c^{Oed} / s_c^{CPT})$
Rapport 03	S02	4,81	0,0049	0,0042	1,1703
		34,81	0,0357	0,0297	1,2009
	CPT 07	54,81	0,0530	0,0458	1,1571
		104,81	0,0855	0,0825	1,0355
		184,81	0,1216	0,1357	0,8966
Rapport 03	S03	5,44	0,0138	0,0020	6,9146
		35,44	0,0634	0,0128	4,9679
	CPT 08	55,44	0,0854	0,0198	4,3180
		105,44	0,1246	0,0353	3,5340
		185,44	0,1659	0,0582	2,8489
Rapport 04	S01	5,94	0,0040	0,0009	4,3469
		33,94	0,0292	0,0087	3,3792
	CPT 02	53,94	0,0424	0,0141	3,0071
		103,94	0,0676	0,0274	2,4684
		183,94	0,0990	0,0464	2,1318
Rapport 04	S02	5,09	0,0016	0,0009	1,7517
		35,09	0,0148	0,0112	1,3241
	CPT 08	55,09	0,0211	0,0179	1,1781
		105,09	0,0333	0,0345	0,9657
		185,09	0,0510	0,0584	0,8738
Rapport 04	S03	6,07	0,0024	0,0007	3,4393
		33,07	0,0173	0,0064	2,7074
	CPT 14	53,07	0,0254	0,0106	2,4114
		103,07	0,0410	0,0207	1,9788
		183,07	0,0592	0,0353	1,6757
Rapport 05	S01	4,00	0,0043	0,0002	26,0843
		34,00	0,0576	0,0026	21,9924
	CPT 01	54,00	0,0865	0,0042	20,4563
		104,00	0,1491	0,0081	18,3370
		184,00	0,2338	0,0141	16,5780
Rapport 05	S03	3,95	0,0024	0,0042	0,5649
		33,95	0,0465	0,0991	0,4694
	CPT 02	53,95	0,0696	0,1606	0,4332
		103,95	0,1163	0,3077	0,3778
		183,95	0,1738	0,5251	0,3311

N° Rapport	N° Sondage	Q_p (kPa)	(s_c^{Oed}) (m)	(s_c^{CPT}) (m)	$r = (s_c^{Oed} / s_c^{CPT})$
Rapport 05	S04	1,57	0,0013	0,0010	1,3973
		31,57	0,0604	0,0533	1,1341
	CPT 04	51,57	0,0925	0,0902	1,0252
		101,57	0,1555	0,1785	0,8708
		181,57	0,2390	0,3136	0,7622
Rapport 05	S05	3,02	0,0004	0,0006	0,6156
		33,02	0,0409	0,0835	0,4894
	CPT 05	53,02	0,0609	0,1378	0,4421
		103,02	0,0998	0,2695	0,3701
		183,02	0,1450	0,4676	0,3100
Rapport 06	S01	4,81	0,0003	0,0061	0,0472
		34,81	0,0037	0,0856	0,0436
	CPT 01	54,81	0,0058	0,1373	0,0421
		104,81	0,0103	0,2620	0,0394
		184,81	0,0221	0,4506	0,0491
Rapport 06	S01	5,81	0,0012	0,0045	0,2673
		35,81	0,0092	0,0430	0,2133
	CPT 02	55,81	0,0132	0,0680	0,1942
		105,81	0,0214	0,1286	0,1665
		185,81	0,0375	0,2188	0,1715

ANNEXE 05

Résultat de l'étude d'influence des dimensions des fondations sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai CPT

- Cas d'une Fondation carrée (L/B =1) -

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^{CPT}) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^{CPT})
Rapport 01	S01 CPT 09	1,50	1,00	7,57	0,0143	0,0029	4,9895
				37,57	0,0664	0,0183	3,6364
				57,57	0,0901	0,0284	3,1774
				107,57	0,1334	0,0530	2,5192
				187,57	0,1830	0,0902	2,0304
Rapport 01	S01 CPT 18	1,50	1,00	7,57	0,0109	0,0010	10,7255
				37,57	0,0501	0,0065	7,7149
				57,57	0,0675	0,0100	6,7201
				107,57	0,0987	0,0187	5,2889
				187,57	0,1324	0,0317	4,1792
Rapport 01	S01 CPT 19	1,50	1,00	7,57	0,0109	0,0019	5,9135
				37,57	0,0501	0,0118	4,2613
				57,57	0,0675	0,0182	3,7092
				107,57	0,0987	0,0338	2,9198
				187,57	0,1324	0,0574	2,3069
Rapport 01	S02 CPT 04	1,50	1,00	5,5	0,0082	0,0030	2,7162
				35,5	0,0681	0,0323	2,1087
				55,5	0,0974	0,0515	1,8903
				105,5	0,1548	0,0985	1,5705
				185,5	0,2231	0,1685	1,3235
Rapport 01	S02 CPT 05	1,50	1,00	5,5	0,0070	0,0022	3,1719
				35,5	0,0567	0,0234	2,4189
				55,5	0,0802	0,0373	2,1498
				105,5	0,1246	0,0712	1,7504
				185,5	0,1749	0,1189	1,4712
Rapport 01	S02 CPT 06	1,50	1,00	5,5	0,0070	0,0025	2,8153
				35,5	0,0567	0,0265	2,1437
				55,5	0,0802	0,0421	1,9043
				105,5	0,1246	0,0804	1,5502
				185,5	0,1749	0,1323	1,3226

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^{CPT}) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^{CPT})
Rapport 01	S02 CPT 11	1,50	1,00	5,5	0,0082	0,0028	2,9498
				35,5	0,0681	0,0296	2,2996
				55,5	0,0974	0,0472	2,0634
				105,5	0,1548	0,0901	1,7176
				185,5	0,2231	0,1513	1,4744
Rapport 01	S03 CPT 16	1,50	1,00	4,84	0,0046	0,0021	2,2293
				34,84	0,0488	0,0283	1,7270
				54,84	0,0702	0,0454	1,5444
				104,84	0,1108	0,0865	1,2807
				184,84	0,1571	0,1442	1,0900
Rapport 01	S03 CPT 17	1,50	1,00	4,84	0,0028	0,0005	5,4721
				34,84	0,0293	0,0072	4,0922
				54,84	0,0415	0,0115	3,6113
				104,84	0,0641	0,0220	2,9123
				184,84	0,0889	0,0380	2,3418
Rapport 02	S01 CPT 02'	1,50	1,00	5,86	0,0073	0,0083	0,8777
				35,86	0,0555	0,0790	0,7025
				55,86	0,0806	0,1254	0,6432
				105,86	0,1355	0,2383	0,5685
				185,86	0,2242	0,4081	0,5494
Rapport 03	S01 CPT 01	1,50	1,00	4,64	0,0064	0,0014	4,4097
				34,64	0,0332	0,0105	3,1627
				54,64	0,0450	0,0164	2,7500
				104,64	0,0658	0,0303	2,1681
				184,64	0,0875	0,0474	1,8488
Rapport 03	S01 CPT 02	1,50	1,00	4,64	0,0070	0,0021	3,3445
				34,64	0,0367	0,0153	2,3983
				54,64	0,0497	0,0238	2,0848
				104,64	0,0727	0,0424	1,7144
				184,64	0,0970	0,0698	1,3887
Rapport 03	S02 CPT 06	1,50	1,00	4,81	0,0046	0,0041	1,1432
				34,81	0,0339	0,0288	1,1777
				54,81	0,0505	0,0444	1,1373
				104,81	0,0815	0,0800	1,0193
				184,81	0,1160	0,1320	0,8788

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^{CPT}) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^{CPT})
Rapport 03	S02 CPT 07	1,50	1,00	4,81	0,0049	0,0042	1,1703
				34,81	0,0357	0,0297	1,2009
				54,81	0,0530	0,0458	1,1571
				104,81	0,0855	0,0825	1,0355
				184,81	0,1216	0,1357	0,8966
Rapport 03	S03 CPT 08	1,50	1,00	5,44	0,0138	0,0020	6,9146
				35,44	0,0634	0,0128	4,9679
				55,44	0,0854	0,0198	4,3180
				105,44	0,1246	0,0353	3,5340
				185,44	0,1659	0,0582	2,8489
Rapport 04	S01 CPT 02	1,50	1,00	5,94	0,0040	0,0009	4,3469
				33,94	0,0292	0,0087	3,3792
				53,94	0,0424	0,0141	3,0071
				103,94	0,0676	0,0274	2,4684
				183,94	0,0990	0,0464	2,1318
Rapport 04	S02 CPT 08	1,50	1,00	5,09	0,0016	0,0009	1,7517
				35,09	0,0148	0,0112	1,3241
				55,09	0,0211	0,0179	1,1781
				105,09	0,0333	0,0345	0,9657
				185,09	0,0510	0,0584	0,8738
Rapport 04	S03 CPT 14	1,50	1,00	6,07	0,0024	0,0007	3,4393
				33,07	0,0173	0,0064	2,7074
				53,07	0,0254	0,0106	2,4114
				103,07	0,0410	0,0207	1,9788
				183,07	0,0592	0,0353	1,6757
Rapport 05	S01 CPT 01	1,50	1,00	4,00	0,0043	0,0002	26,0843
				34,00	0,0576	0,0026	21,9924
				54,00	0,0865	0,0042	20,4563
				104,00	0,1491	0,0081	18,3370
				184,00	0,2338	0,0141	16,5780
Rapport 05	S03 CPT 02	1,50	1,00	3,95	0,0024	0,0042	0,5649
				33,95	0,0465	0,0991	0,4694
				53,95	0,0696	0,1606	0,4332
				103,95	0,1163	0,3077	0,3778
				183,95	0,1738	0,5251	0,3311

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q_p (kPa)	(s_c^{Oed}) (m)	(s_c^{CPT}) (m)	$r = (s_c^{Oed} / s_c^{CPT})$
Rapport 05	S04 CPT 04	1,50	1,00	1,57	0,0013	0,0010	1,3973
				31,57	0,0604	0,0533	1,1341
				51,57	0,0925	0,0902	1,0252
				101,57	0,1555	0,1785	0,8708
				181,57	0,2390	0,3136	0,7622
Rapport 05	S05 CPT 05	1,50	1,00	3,02	0,0004	0,0006	0,6156
				33,02	0,0409	0,0835	0,4894
				53,02	0,0609	0,1378	0,4421
				103,02	0,0998	0,2695	0,3701
				183,02	0,1450	0,4676	0,3100
Rapport 06	S01 CPT 01	1,50	1,00	4,81	0,0003	0,0061	0,0472
				34,81	0,0037	0,0856	0,0436
				54,81	0,0058	0,1373	0,0421
				104,81	0,0103	0,2620	0,0394
				184,81	0,0221	0,4506	0,0491
Rapport 06	S01 CPT 02	1,50	1,00	5,81	0,0012	0,0045	0,2673
				35,81	0,0092	0,0430	0,2133
				55,81	0,0132	0,0680	0,1942
				105,81	0,0214	0,1286	0,1665
				185,81	0,0375	0,2188	0,1715

Résultat de l'étude d'influence des dimensions des fondations sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai CPT

- Cas d'une Fondation rectangulaire (L/B =2) -

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^{CPT}) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^{CPT})
Rapport 01	S01 CPT 09	1,50	2,00	7,57	0,0219	0,0047	4,6356
				37,57	0,0783	0,0232	3,3766
				57,57	0,1041	0,0353	2,9526
				107,57	0,1515	0,0647	2,3419
				187,57	0,2072	0,1091	1,8985
Rapport 01	S01 CPT 18	1,50	2,00	7,57	0,0173	0,0017	10,1588
				37,57	0,0603	0,0083	7,2539
				57,57	0,0793	0,0126	6,2944
				107,57	0,1132	0,0230	4,9265
				187,57	0,1497	0,0386	3,8750
Rapport 01	S01 CPT 19	1,50	2,00	7,57	0,0173	0,0031	5,6623
				37,57	0,0603	0,0149	4,0402
				57,57	0,0793	0,0226	3,5046
				107,57	0,1132	0,0412	2,7452
				187,57	0,1497	0,0693	2,1607
Rapport 01	S02 CPT 04	1,50	2,00	5,5	0,0169	0,0066	2,5445
				35,5	0,0843	0,0424	1,9882
				55,5	0,1182	0,0659	1,7931
				105,5	0,1853	0,1235	1,5000
				185,5	0,2674	0,2087	1,2812
Rapport 01	S02 CPT 05	1,50	2,00	5,5	0,0142	0,0047	3,0471
				35,5	0,0691	0,0298	2,3183
				55,5	0,0952	0,0462	2,0593
				105,5	0,1450	0,0863	1,6805
				185,5	0,2020	0,1431	1,4117
Rapport 01	S02 CPT 06	1,50	2,00	5,5	0,0142	0,0052	2,7261
				35,5	0,0691	0,0333	2,0748
				55,5	0,0952	0,0517	1,8421
				105,5	0,1450	0,0965	1,5035
				185,5	0,2020	0,1573	1,2841

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^{CPT}) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^{CPT})
Rapport 01	S02 CPT 11	1,50	2,00	5,5	0,0169	0,0058	2,8937
				35,5	0,0843	0,0372	2,2648
				55,5	0,1182	0,0578	2,0443
				105,5	0,1853	0,1081	1,7144
				185,5	0,2674	0,1799	1,4862
Rapport 01	S03 CPT 16	1,50	2,00	4,84	0,0110	0,0050	2,2283
				34,84	0,0607	0,0352	1,7253
				54,84	0,0848	0,0549	1,5433
				104,84	0,1307	0,1022	1,2793
				184,84	0,1836	0,1685	1,0891
Rapport 01	S03 CPT 17	1,50	2,00	4,84	0,0071	0,0013	5,5234
				34,84	0,0373	0,0091	4,1068
				54,84	0,0512	0,0142	3,6144
				104,84	0,0766	0,0265	2,8953
				184,84	0,1040	0,0450	2,3128
Rapport 02	S01 CPT 02'	1,50	2,00	5,86	0,0146	0,0181	0,8091
				35,86	0,0724	0,1094	0,6623
				55,86	0,1034	0,1692	0,6110
				105,86	0,1726	0,3147	0,5484
				185,86	0,2753	0,5321	0,5174
Rapport 03	S01 CPT 01	1,50	2,00	4,64	0,0069	0,0016	4,3522
				34,64	0,0361	0,0117	3,0943
				54,64	0,0488	0,0182	2,6861
				104,64	0,0710	0,0337	2,1083
				184,64	0,0941	0,0529	1,7775
Rapport 03	S01 CPT 02	1,50	2,00	4,64	0,0075	0,0023	3,2361
				34,64	0,0395	0,0171	2,3117
				54,64	0,0535	0,0266	2,0083
				104,64	0,0782	0,0477	1,6399
				184,64	0,1039	0,0787	1,3200
Rapport 03	S02 CPT 06	1,50	2,00	4,81	0,0055	0,0046	1,1996
				34,81	0,0398	0,0328	1,2135
				54,81	0,0586	0,0506	1,1580
				104,81	0,0935	0,0914	1,0236
				184,81	0,1319	0,1502	0,8783

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^{CPT}) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^{CPT})
Rapport 03	S02 CPT 07	1,50	2,00	4,81	0,0058	0,0047	1,2352
				34,81	0,0418	0,0336	1,2415
				54,81	0,0614	0,0519	1,1830
				104,81	0,0980	0,0938	1,0454
				184,81	0,1384	0,1537	0,9003
Rapport 03	S03 CPT 08	1,50	2,00	5,44	0,0147	0,0082	1,7995
				35,44	0,0679	0,0524	1,2944
				55,44	0,0913	0,0802	1,1387
				105,44	0,1328	0,1450	0,9160
				185,44	0,1762	0,2400	0,7343
Rapport 04	S01 CPT 02	1,50	2,00	5,94	0,0205	0,0080	2,5759
				33,94	0,0906	0,0448	2,0216
				53,94	0,1270	0,0702	1,8087
				103,94	0,1950	0,1312	1,4862
				183,94	0,2832	0,2181	1,2986
Rapport 04	S02 CPT 08	1,50	2,00	5,09	0,0125	0,0218	0,5726
				35,09	0,0664	0,1481	0,4485
				55,09	0,0928	0,2302	0,4032
				105,09	0,1445	0,4275	0,3380
				185,09	0,2740	0,7184	0,3814
Rapport 04	S03 CPT 14	1,50	2,00	6,07	0,0151	0,0118	1,2851
				33,07	0,0658	0,0635	1,0356
				53,07	0,0941	0,1012	0,9301
				103,07	0,1486	0,1924	0,7725
				183,07	0,2115	0,3287	0,6433
Rapport 05	S01 CPT 01	1,50	2,00	4,00	0,0109	0,0014	7,6224
				34,00	0,0783	0,0120	6,5430
				54,00	0,1164	0,0189	6,1664
				104,00	0,1996	0,0357	5,5936
				184,00	0,3152	0,0614	5,1347
Rapport 05	S03 CPT 02	1,50	2,00	3,95	0,0085	0,0152	0,5608
				33,95	0,0605	0,1284	0,4713
				53,95	0,0880	0,2018	0,4362
				103,95	0,1442	0,3778	0,3816
				183,95	0,2141	0,6385	0,3354

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q_p (kPa)	(s_c^{Oed}) (m)	(s_c^{CPT}) (m)	$r = (s_c^{Oed} / s_c^{CPT})$
Rapport 05	S04 CPT 04	1,50	2,00	1,57	0,0054	0,0086	0,6260
				31,57	0,0772	0,0756	1,0204
				51,57	0,1138	0,1230	0,9253
				101,57	0,1873	0,2363	0,7926
				181,57	0,3050	0,4102	0,7437
Rapport 05	S05 CPT 05	1,50	2,00	3,02	0,0060	0,0107	0,5560
				33,02	0,0513	0,1159	0,4425
				53,02	0,0739	0,1848	0,3999
				103,02	0,1179	0,3522	0,3347
				183,02	0,1691	0,6047	0,2796
Rapport 06	S01 CPT 01	1,50	2,00	4,81	0,0009	0,0160	0,0540
				34,81	0,0057	0,1146	0,0496
				54,81	0,0085	0,1784	0,0477
				104,81	0,0147	0,3327	0,0441
				184,81	0,0416	0,5655	0,0736
Rapport 06	S01 CPT 02	1,50	2,00	5,81	0,0024	0,0089	0,2740
				35,81	0,0119	0,0540	0,2200
				55,81	0,0167	0,0830	0,2010
				105,81	0,0300	0,1532	0,1960
				185,81	0,0814	0,2575	0,3160

Résultat de l'étude d'influence des dimensions des fondations sur le calcul du tassement oedométrique à partir de l'essai CPT

- Cas d'une Fondation filante (L/B =10) -

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(s _c ^{Oed}) (m)	(s _c ^{CPT}) (m)	r = (s _c ^{Oed} / s _c ^{CPT})
Rapport 01	S01 CPT 09	1,50	1,00	7,57	0,0225	0,0052	4,3559
				37,57	0,0810	0,0254	3,1927
				57,57	0,1080	0,0386	2,7975
				107,57	0,1578	0,0709	2,2252
				187,57	0,2165	0,1198	1,8074
Rapport 01	S01 CPT 18	1,50	1,00	7,57	0,0178	0,0019	9,5645
				37,57	0,0622	0,0091	6,8524
				57,57	0,0819	0,0138	5,9427
				107,57	0,1169	0,0251	4,6480
				187,57	0,1544	0,0423	3,6498
Rapport 01	S01 CPT 19	1,50	1,00	7,57	0,0178	0,0033	5,4073
				37,57	0,0622	0,0161	3,8742
				57,57	0,0819	0,0244	3,3603
				107,57	0,1169	0,0444	2,6306
				187,57	0,1544	0,0747	2,0676
Rapport 01	S02 CPT 04	1,50	1,00	5,5	0,0178	0,0075	2,3919
				35,5	0,0901	0,0477	1,8911
				55,5	0,1270	0,0741	1,7151
				105,5	0,2012	0,1389	1,4483
				185,5	0,2941	0,2355	1,2488
Rapport 01	S02 CPT 05	1,50	1,00	5,5	0,0147	0,0051	2,8826
				35,5	0,0718	0,0326	2,2031
				55,5	0,0995	0,0506	1,9668
				105,5	0,1526	0,0945	1,6145
				185,5	0,2149	0,1573	1,3664
Rapport 01	S02 CPT 06	1,50	1,00	5,5	0,0147	0,0057	2,5979
				35,5	0,0718	0,0362	1,9862
				55,5	0,0995	0,0561	1,7727
				105,5	0,1526	0,1045	1,4599
				185,5	0,2149	0,1718	1,2510

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^{CPT}) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^{CPT})
Rapport 01	S02 CPT 11	1,50	1,00	5,5	0,0178	0,0063	2,8196
				35,5	0,0901	0,0404	2,2299
				55,5	0,1270	0,0628	2,0242
				105,5	0,2012	0,1173	1,7151
				185,5	0,2941	0,1961	1,4994
Rapport 01	S03 CPT 16	1,50	1,00	4,84	0,0115	0,0053	2,1717
				34,84	0,0637	0,0377	1,6921
				54,84	0,0892	0,0588	1,5161
				104,84	0,1380	0,1096	1,2587
				184,84	0,1958	0,1814	1,0795
Rapport 01	S03 CPT 17	1,50	1,00	4,84	0,0074	0,0014	5,4088
				34,84	0,0392	0,0097	4,0267
				54,84	0,0538	0,0152	3,5458
				104,84	0,0804	0,0283	2,8383
				184,84	0,1090	0,0482	2,2609
Rapport 02	S01 CPT 02'	1,50	1,00	5,86	0,0159	0,0207	0,7678
				35,86	0,0793	0,1252	0,6339
				55,86	0,1138	0,1937	0,5876
				105,86	0,1901	0,3603	0,5277
				185,86	0,3006	0,6103	0,4926
Rapport 03	S01 CPT 01	1,50	1,00	4,64	0,0071	0,0017	4,2892
				34,64	0,0372	0,0122	3,0576
				54,64	0,0502	0,0189	2,6529
				104,64	0,0731	0,0351	2,0788
				184,64	0,0966	0,0554	1,7448
Rapport 03	S01 CPT 02	1,50	1,00	4,64	0,0077	0,0025	3,1592
				34,64	0,0407	0,0179	2,2659
				54,64	0,0550	0,0280	1,9678
				104,64	0,0805	0,0502	1,6039
				184,64	0,1069	0,0830	1,2877
Rapport 03	S02 CPT 06	1,50	1,00	4,81	0,0060	0,0049	1,2320
				34,81	0,0426	0,0346	1,2309
				54,81	0,0626	0,0535	1,1697
				104,81	0,0995	0,0968	1,0284
				184,81	0,1399	0,1589	0,8804

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q _p (kPa)	(S _c ^{Oed}) (m)	(S _c ^{CPT}) (m)	r = (S _c ^{Oed} / S _c ^{CPT})
Rapport 03	S02 CPT 07	1,50	1,00	4,81	0,0063	0,0050	1,2742
				34,81	0,0447	0,0354	1,2651
				54,81	0,0656	0,0546	1,2008
				104,81	0,1043	0,0988	1,0562
				184,81	0,1469	0,1622	0,9058
Rapport 03	S03 CPT 08	1,50	1,00	5,44	0,0150	0,0086	1,7384
				35,44	0,0693	0,0554	1,2498
				55,44	0,0932	0,0847	1,1005
				105,44	0,1356	0,1536	0,8831
				185,44	0,1798	0,2544	0,7067
Rapport 04	S01 CPT 02	1,50	1,00	5,94	0,0216	0,0085	2,5399
				33,94	0,0958	0,0480	1,9977
				53,94	0,1344	0,0751	1,7887
				103,94	0,2064	0,1404	1,4706
				183,94	0,3016	0,2334	1,2923
Rapport 04	S02 CPT 08	1,50	1,00	5,09	0,0131	0,0232	0,5662
				35,09	0,0702	0,1574	0,4457
				55,09	0,0985	0,2446	0,4025
				105,09	0,1583	0,4542	0,3484
				185,09	0,3210	0,7637	0,4203
Rapport 04	S03 CPT 14	1,50	1,00	6,07	0,0160	0,0133	1,2036
				33,07	0,0702	0,0719	0,9759
				53,07	0,1007	0,1146	0,8788
				103,07	0,1595	0,2179	0,7320
				183,07	0,2273	0,3729	0,6097
Rapport 05	S01 CPT 01	1,50	1,00	4,00	0,0124	0,0016	7,9615
				34,00	0,0904	0,0131	6,8865
				54,00	0,1356	0,0207	6,5498
				104,00	0,2353	0,0392	6,0066
				184,00	0,3729	0,0675	5,5233
Rapport 05	S03 CPT 02	1,50	1,00	3,95	0,0092	0,0170	0,5427
				33,95	0,0662	0,1436	0,4611
				53,95	0,0967	0,2258	0,4281
				103,95	0,1593	0,4237	0,3759
				183,95	0,2391	0,7185	0,3327

N° Rapport	N° Sondage	D/B	L/B	Q_p (kPa)	(s_c^{Oed}) (m)	(s_c^{CPT}) (m)	$r = (s_c^{Oed} / s_c^{CPT})$
Rapport 05	S04 CPT 04	1,50	1,00	1,57	0,0056	0,0101	0,5559
				31,57	0,0819	0,0889	0,9212
				51,57	0,1217	0,1445	0,8421
				101,57	0,2049	0,2783	0,7364
				181,57	0,3528	0,4843	0,7284
Rapport 05	S05 CPT 05	1,50	1,00	3,02	0,0062	0,0126	0,4964
				33,02	0,0539	0,1359	0,3965
				53,02	0,0778	0,2167	0,3588
				103,02	0,1244	0,4135	0,3009
				183,02	0,1856	0,7124	0,2605
Rapport 06	S01 CPT 01	1,50	1,00	4,81	0,0010	0,0175	0,0583
				34,81	0,0067	0,1253	0,0535
				54,81	0,0100	0,1950	0,0514
				104,81	0,0172	0,3642	0,0473
				184,81	0,0510	0,6194	0,0824
Rapport 06	S01 CPT 02	1,50	1,00	5,81	0,0026	0,0094	0,2807
				35,81	0,0129	0,0570	0,2270
				55,81	0,0190	0,0876	0,2164
				105,81	0,0430	0,1618	0,2658
				185,81	0,1390	0,2719	0,5111

