

MÉLANIE BOUTET

**ÉLABORATION DE MODÈLES POUR
L'INTERPRÉTATION DES DONNÉES OBTENUES
AVEC LE PÉNÉTRMÈTRE À CÔNE DYNAMIQUE**

Mémoire présenté
à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval
dans le cadre du programme de maîtrise en génie civil
pour l'obtention du grade de maître ès sciences (M.Sc.)

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE GÉNIE
UNIVERSITÉ LAVAL
QUÉBEC

2008

Résumé

La présente étude porte essentiellement sur l'élaboration de modèles qui mettent en relation, d'une part, les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) et, d'autre part, les propriétés résilientes (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion) avec les valeurs d'indice de pénétration obtenues au pénétromètre à cône dynamique (DCP).

Des essais de terrain ont été effectués sur dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois ainsi qu'au Site Expérimental Routier de l'Université Laval (SERUL) sur chacune des quatre fosses présentant un sol d'infrastructure différent. Des essais de laboratoire ont également été réalisés sur cinq sols pulvérulents reconstitués. Les résultats obtenus sur le terrain et en laboratoire ont été comparés et analysés afin de définir la relation entre la résistance et la résilience pour différents types de sols ainsi que d'effectuer plusieurs regroupements. En réalisant une analyse statistique avec trois différents niveaux d'interprétation, des relations robustes faisant intervenir des variables explicatives ont été développées. Un minimum d'information sur le sol testé est nécessaire pour le premier niveau, la classification du sol est requise pour l'utilisation des modèles du deuxième niveau alors que des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols sont requis pour le troisième niveau. Pour les sols à grains fins, ces paramètres sont la densité sèche, l'indice de plasticité et l'indice de liquidité alors que pour les sols à grains grossiers, ceux-ci sont la densité et l'indice de plasticité ou la teneur en eau.

Avant-propos

Cet ouvrage a été rendu possible grâce au soutien financier du Ministère des Transports du Québec (MTQ) ainsi que de la Fondation de l'Association des Transports du Canada (ATC). Je désire tout d'abord remercier M. Martin Lavoie, ingénieur au MTQ, et mon directeur de recherche, M. Guy Doré, pour avoir contribué à la réalisation et à l'avancement de ce projet. J'aimerais aussi remercier Mme Pascale Pierre et M. Sylvain Juneau pour leur aide précieuse et leurs nombreux conseils. Bien sûr, je voudrais témoigner ma reconnaissance à tous les étudiants, professeurs, techniciens et professionnels du Département de génie civil pour l'aide apportée durant toute la durée de ma maîtrise. Finalement, je tiens à exprimer toute ma gratitude à ma famille pour ses encouragements soutenus tout au long de mon cheminement scolaire et particulièrement à François, pour son appui constant.

Table des matières

<i>RÉSUMÉ</i>	ii
<i>AVANT-PROPOS</i>	iii
<i>TABLE DES MATIÈRES</i>	iv
<i>LISTE DES TABLEAUX</i>	vi
<i>LISTE DES FIGURES</i>	vii
<i>LISTE DES SYMBOLES</i>	ix
CHAPITRE I	1
INTRODUCTION	1
1.1 Mise en contexte	1
1.2 Description des objectifs	2
1.3 Description du contenu du mémoire	3
CHAPITRE II	4
ÉTAT DES CONNAISSANCES	4
2.1 Généralités	4
2.1.1 Éléments constitutifs de la chaussée	4
2.1.2 Caractérisation du sol d'infrastructure	5
2.1.3 Comportement des sols pulvérulents	8
2.1.4 Comportement des sols cohérents	13
2.2 Instrumentation	15
2.2.1 Essai au pénétromètre à cône dynamique (DCP)	15
2.2.2 Essai au déflectomètre à masse tombante (FWD)	18
2.2.3 Essai au scissomètre	22
2.2.4 Essai au cône de sable	23
2.3 Synthèse des relations	25
2.3.1 Relations entre l'indice DCP et la valeur CBR	25
2.3.2 Relations entre la valeur CBR et le module réversible	28
2.3.3 Relations entre l'indice DCP et le module élastique	30
2.3.4 Relations entre l'indice DCP et le module rétro-calculé	32
2.3.5 Relations entre les mesures du CPT et le module réversible	34
2.3.6 Relations entre l'indice DCP et le module réversible	35
2.3.7 Autres relations	36
CHAPITRE III	38
PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	38
3.1 Méthodologie et paramètres considérés dans l'élaboration des modèles	38
3.1.1 Matrice des essais et paramètres visés	38
3.2 Description des essais de laboratoire	40
3.2.1 Description de l'équipement	40
3.2.2 Protocole	41
3.3 Description des essais de terrain	45
3.3.1 Emplacement des essais	45
3.3.2 Protocole	46
3.4 Description des essais de caractérisation géotechnique	48

CHAPITRE IV.....	49
PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	49
4.1 Résultats du programme expérimental réalisé en laboratoire.....	49
4.1.1 Essais de caractérisation géotechnique.....	49
4.1.2 Essais de caractérisation comportementale.....	52
4.2 Résultats du programme expérimental réalisé sur le terrain.....	56
4.2.1 Sites à sol cohérent	57
4.2.1.1 Détermination des sites.....	57
4.2.1.2 Essais de caractérisation géotechnique.....	58
4.2.1.3 Essais de caractérisation comportementale.....	62
4.2.2 Fosses SERUL.....	64
4.2.2.1 Essais de caractérisation géotechnique.....	64
4.2.2.2 Essais de caractérisation comportementale.....	68
CHAPITRE V.....	70
ANALYSE DES RÉSULTATS ET DÉVELOPPEMENT DES MODÈLES	770
5.1 Corrélations entre la résistance au cisaillement et l'indice de pénétration	70
5.2 Corrélations entre le module rétro-calculé et l'indice de pénétration.....	83
5.2.1 Corrélations pour les sols cohérents	83
5.2.2 Corrélations pour les sols pulvérulents.....	92
5.2.3 Analyse bénéfices-coûts	101
CHAPITRE VI.....	103
DISCUSSION	103
6.1 Problèmes rencontrés.....	103
6.2 Application des modèles.....	104
6.3 Avantages des modèles.....	104
6.4 Possibilité de recherches futures.....	105
CHAPITRE VII.....	106
CONCLUSION	106
<i>BIBLIOGRAPHIE</i>	108
<i>ANNEXE I</i>	111
COURBES MASSE VOLUMIQUE SÈCHE – TENEUR EN EAU	111
(ESSAI PROCTOR MODIFIÉ)	111
<i>ANNEXE II</i>	117
COURBES CHARGE – PÉNÉTRATION	117
(ESSAI CBR)	117
<i>ANNEXE III</i>	127
COURBES INDICE DE PÉNÉTRATION - PROFONDEUR	127
<i>ANNEXE IV</i>	139
COURBES CONTRAINTE - DÉFLEXION	139
<i>ANNEXE V</i>	146
GRADIENTS DE TENEUR EN EAU	146

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau 2.1 : Modèles reliant les indices et les propriétés de résistance au module réversible.....	6
Tableau 2.2 : Valeurs typiques de module réversible pour des matériaux d'infrastructure.....	7
Tableau 2.3 : Corrélations DCPI-CBR.....	26

CHAPITRE III

Tableau 3.1 : Essais et paramètres visés	39
--	----

CHAPITRE IV

Tableau 4.1 : Résultats des essais de caractérisation géotechnique (sols SP, GP, SM et GM).....	52
Tableau 4.2 : Analyse Winjulea	54
Tableau 4.3 : Résultats des essais de caractérisation comportementale (sols SP, GP, SM et GM)	56
Tableau 4.4 : Emplacement des sites	57
Tableau 4.5 : Résultats des essais de caractérisation géotechnique (sites à sol cohérent)	62
Tableau 4.6 : Résultats des essais de caractérisation comportementale (sites à sol cohérent).....	64
Tableau 4.7 : Résultats des essais de caractérisation géotechnique (sols des fosses SERUL).....	67
Tableau 4.8 : Résultats des essais de caractérisation comportementale (sols des fosses SERUL) .	69

CHAPITRE V

Tableau 5.1 : Analyse de régression (C_u en fonction de DCPI).....	74
Tableau 5.2 : Matrice de coefficients de corrélation (sols CH).....	77
Tableau 5.3 : Matrice de coefficients de corrélation (sols CL et ML-CL).....	77
Tableau 5.4 : Résumé des relations élaborées entre C_u et DCPI.....	80
Tableau 5.5 : Résultats des tests paramétriques pour C_u	80
Tableau 5.6 : Test d'égalité des espérances pour C_u	81
Tableau 5.7 : Analyse de régression (E_{FWD} en fonction de DCPI) (sols cohérents).....	84
Tableau 5.8 : Matrice de coefficients de corrélation (sols CH).....	87
Tableau 5.9 : Matrice de coefficients de corrélation (sols CL)	87
Tableau 5.10 : Résumé des relations élaborées entre E_{FWD} et DCPI (sols cohérents).....	89
Tableau 5.11 : Résultats des tests paramétriques pour E_{FWD} (sols cohérents).....	90
Tableau 5.12 : Test d'égalité des espérances pour E_{FWD} (sols cohérents)	90
Tableau 5.13 : Analyse de régression (E_{FWD} en fonction de DCPI) (sols pulvérulents)	93
Tableau 5.14 : Matrice de coefficients de corrélation (sols SP et GP).....	96
Tableau 5.15 : Matrice de coefficients de corrélation (sols SC, SM, SM-SC et GM)	96
Tableau 5.16 : Résumé des relations élaborées entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents)	98
Tableau 5.17 : Résultats des tests paramétriques pour E_{FWD} (sols pulvérulents)	99
Tableau 5.18 : Test d'égalité des espérances pour E_{FWD} (sols pulvérulents).....	99
Tableau 5.19 : Analyse bénéfices-coûts.....	101
Tableau 5.20 : Précision des modèles en termes de variation du coût de la chaussée	101

Liste des figures

CHAPITRE II

Figure 2.1 : Terminologie de la chaussée.....	4
Figure 2.2 : Déformations dans les matériaux granulaires durant un seul cycle de chargement	8
Figure 2.3 : Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour une densité sèche constante	14
Figure 2.4 : Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour un effort de compaction constant.....	14
Figure 2.5 : Influence de la densité sèche sur le module réversible.....	15
Figure 2.6 : Pénétrömètre à cône dynamique.....	16
Figure 2.7 : Déflexiomètre à masse tombante.....	19
Figure 2.8 : Résultats d'un essai de chargement de plaque	20
Figure 2.9 : Tassement normalisé en fonction de la contrainte appliquée	21
Figure 2.10 : Essai au scissomètre	22
Figure 2.11 : Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols fins)	30
Figure 2.12 : Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols grossiers)	31
Figure 2.13 : Corrélation entre l'indice DCP et le module de plaque.....	33

CHAPITRE III

Figure 3.1 : Cuve d'essais et couche de fond	40
Figure 3.2 : Mise en place du sol avec le pilon de bois.....	41
Figure 3.3 : Saturation du sol	41
Figure 3.4 : Essai au déflexiomètre à masse tombante (en laboratoire)	42
Figure 3.5 : Essai au cône de sable (en laboratoire).....	43
Figure 3.6 : Mise en place du sol avec le marteau vibrant	43
Figure 3.7 : Emplacement des essais de laboratoire.....	44
Figure 3.8 : Emplacement des essais de terrain	45
Figure 3.9 : Essai au déflexiomètre à masse tombante (sur le terrain).....	46
Figure 3.10 : Essai au pénétromètre à cône dynamique	46
Figure 3.11 : Essai au scissomètre	47
Figure 3.12 : Essai au cône de sable (sur le terrain).....	47
Figure 3.13 : Organigramme des essais de caractérisation géotechnique	48

CHAPITRE IV

Figure 4.1 : Courbes granulométriques (sols SP, GP, SM et GM)	50
Figure 4.2 : Indices de plasticité et limites de liquidité (sols SM et GM).....	51
Figure 4.3 : Essai au DCP (sol SM « dense et drainé »)	53
Figure 4.4 : Gradient de teneur en eau (sol SM « dense et drainé »)	55
Figure 4.5 : Localisation des sites	58
Figure 4.6 : Courbes granulométriques (sites à sol cohérent 1 à 5)	59
Figure 4.7 : Courbes granulométriques (sites à sol cohérent 6 à 10)	60
Figure 4.8 : Indices de plasticité et limites de liquidité (sites à sol cohérent).....	61
Figure 4.9 : Courbes granulométriques (sols des fosses SERUL)	65
Figure 4.10 : Indices de plasticité et limites de liquidité (sols des fosses SERUL)	66

Figure 4.11 : Essai au DCP (sol de la fosse SERUL 3)	68
--	----

CHAPITRE V

Figure 5.1 : Résistance au cisaillement (C_u) en fonction de DCPI.....	73
Figure 5.2 : Corrélation établie entre C_u et DCPI (Niveau 1)	75
Figure 5.3 : Corrélation établie entre C_u et DCPI (Niveau 2)	76
Figure 5.4 : Corrélation établie entre C_u et DCPI (Niveau 3)	79
Figure 5.5 : Valeurs de C_u prédites et mesurées (Niveau 3).....	82
Figure 5.6 : Module (E_{FWD}) en fonction de DCPI (sols cohérents)	83
Figure 5.7 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols cohérents) (Niveau 1)	85
Figure 5.8 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols cohérents) (Niveau 2)	86
Figure 5.9 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols cohérents) (Niveau 3)	88
Figure 5.10 : Valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées (sols cohérents) (Niveau 3)	91
Figure 5.11 : Module (E_{FWD}) en fonction de DCPI (sols pulvérulents).....	92
Figure 5.12 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents) (Niveau 1).....	94
Figure 5.13 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents) (Niveau 2).....	95
Figure 5.14 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents) (Niveau 3).....	97
Figure 5.15 : Valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées (sols pulvérulents) (Niveau 3).....	100

Liste des symboles

Symbole	Propriété
A	Facteur de rigidité de la plaque
a	Rayon de la plaque
B	Dimension de la plaque de chargement
CBR	Indice de portance californien
C_u / s_u	Résistance au cisaillement non drainé
c_u	Coefficient d'uniformité
D	Diamètre du moulinet
d_0	Déflexion
d_s	Densité des grains solides
DCP	Pénétromètre à cône dynamique
DCPI	Indice de pénétration (obtenu au pénétromètre à cône dynamique)
D.J.M.A.	Débit journalier moyen annuel
ε_r	Déformation réversible
E	Module élastique
E_{back}	Module élastique rétro-calculé
E_{comp}	Rigidité composée
E_{FWD} ou E_{LFWD}	Module dynamique (obtenu au FWD)
E_p	Module de plaque rétro-calculé
e	Indice des vides
FWD	Défectomètre à masse tombante
f_c	Résistance frictionnelle
γ_{dr}	Ratio de densité (densité sur le terrain / densité sèche maximale)
H	Hauteur du moulinet
I_L	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité
M_{FWD}	Module réversible rétro-calculé (obtenu à partir d'essais de déflexion)
M_R / M_r	Module réversible
Q_u	Résistance à la compression non confinée
q_c	Résistance au cône
ρ	Masse volumique
ρ_d	Masse volumique sèche
$\rho_{d\ max}$	Masse volumique sèche maximale
ρ_s	Masse volumique des grains solides

ρ_w	Masse volumique de l'eau
s	Tassement
θ	Contrainte totale
T	Couple maximum mesuré
μ	Coefficient de Poisson
w	Teneur en eau
w_c	Teneur en eau actuelle
w_{cr}	Ratio de teneur en eau (teneur en eau sur le terrain / teneur en eau
w_L / LL	Limite de liquidité
w_{opt}	Teneur en eau optimale
w_P / LP	Limite de plasticité

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Le pénétromètre à cône dynamique (DCP) est un outil très utile pour l'évaluation structurale des chaussées ou pour les études de reconnaissance des tracés. En effet, le DCP est souvent utilisé en ingénierie pour l'évaluation des caractéristiques (épaisseur et propriétés) de chacune des couches de la structure d'une chaussée. En raison de sa simplicité, sa portabilité, son faible coût et ses capacités à fournir rapidement des mesures de résistance *in situ*, le DCP est un outil largement utilisé et ce, dans plusieurs pays.

Il existe des corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration (DCPI) obtenus à l'aide d'un DCP et certains paramètres couramment utilisés en conception de chaussées, tels que la valeur CBR et les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés. Pour ce qui est de la valeur CBR, celle-ci est de moins en moins utilisée tandis que la corrélation qui relie directement les valeurs DCPI à des modules ne s'applique qu'à une plage de valeurs très limitée. De plus, les relations rencontrées dans la documentation ne considèrent pas les caractéristiques des sols comme les limites de consistance, la teneur en eau et la masse volumique. Comme il existe des lacunes au niveau de la compréhension de la relation entre la résistance (domaine plastique ou viscoélastique) et la résilience (domaine élastique) des sols, l'élaboration de modèles complets représentatifs des sols rencontrés au Québec s'avère fondamental pour assurer une bonne exploitation des résultats obtenus à l'aide du DCP.

1.2 Description des objectifs

L'objectif principal de la recherche est d'élaborer des modèles qui mettent en relation, d'une part, les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) et, d'autre part, les propriétés résilientes (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion) avec les valeurs d'indice de pénétration. Plus spécifiquement, le but est de définir la relation entre la résilience et la résistance pour différents types de sols ainsi que de voir s'il est possible de faire des regroupements. Les corrélations recherchées devraient inclure des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols.

Pour parvenir à l'objectif global, plusieurs sous-objectifs ont été atteints :

1. Synthétiser l'information disponible sur les corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration et les différents paramètres de conception, plus particulièrement les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés.
2. Reconstituer cinq sols pulvérulents (SP, GP, SM, GM et SC).
3. Identifier dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois et qui présentent un intérêt en termes de sécurité et d'accessibilité pour la réalisation des essais de terrain.
4. Réaliser des essais de laboratoire (DCP, FWD portatif, teneur en eau et densité) sur les cinq sols pulvérulents reconstitués à deux teneurs en eau et deux densités différentes.
5. Réaliser des essais de terrain (DCP, FWD portatif, scissomètre, teneur en eau et densité) à deux endroits distincts pour chacun des sites à sol cohérent identifiés, dans une tranchée dégagée jusqu'au sol d'infrastructure.
6. Réaliser des essais de terrain (DCP, FWD portatif, teneur en eau et densité) au Site Expérimental Routier de l'Université Laval (SERUL) dans chacune des quatre fosses présentant un sol d'infrastructure différent, dans une tranchée dégagée jusqu'au sol d'infrastructure.

7. Réaliser des essais de caractérisation géotechnique sur les divers sols testés (analyse granulométrique par tamisage et sédimentation, densité relative, densité et absorptivité pour le granulat fin et le gros granulat, limites de consistance, essai Proctor modifié et essai CBR).
8. Analyser les résultats, élaborer des modèles selon le type de sol étudié et effectuer une analyse statistique sur ces derniers.

1.3 Description du contenu du mémoire

Ce mémoire est divisé en sept chapitres.

Le chapitre II résume l'information disponible sur les corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration et les différents paramètres de conception, plus particulièrement les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés. Une brève présentation des divers instruments utilisés lors de l'étude y est également faite.

Le chapitre III présente le programme expérimental de l'étude. On y retrouve les paramètres visés ainsi qu'une description des essais de laboratoire, de terrain et de caractérisation.

Le chapitre IV présente les résultats des essais de caractérisation géotechnique et comportementale pour les cinq sols pulvérulents reconstitués en laboratoire, les dix sites à sol cohérent ainsi que les quatre fosses du SERUL.

Le chapitre V présente l'analyse des résultats ainsi que l'élaboration des corrélations entre la résistance au cisaillement, le module rétro-calculé et les valeurs d'indice de pénétration.

Le chapitre VI constitue une brève discussion portant sur les sources d'erreur, les problèmes rencontrés, l'application des modèles ainsi que les bénéfices apportés. Quelques améliorations y sont également suggérées.

Le chapitre VII expose les diverses conclusions de l'étude.

CHAPITRE II

ÉTAT DES CONNAISSANCES

2.1 Généralités

2.1.1 Éléments constitutifs de la chaussée

Une chaussée souple consiste en un revêtement placé au-dessus d'une fondation et d'une sous-fondation, construites sur un sol d'infrastructure compacté. Les couches de fondation et de sous-fondation sont utilisées sous une chaussée souple principalement pour augmenter la capacité portante de la chaussée en permettant une meilleure distribution des charges. Dans les régions froides et humides, comme la Province de Québec, les couches de fondation et de sous-fondation peuvent aussi procurer un drainage et permettre une protection supplémentaire contre le gel (Konrad et Lachance, 2001).

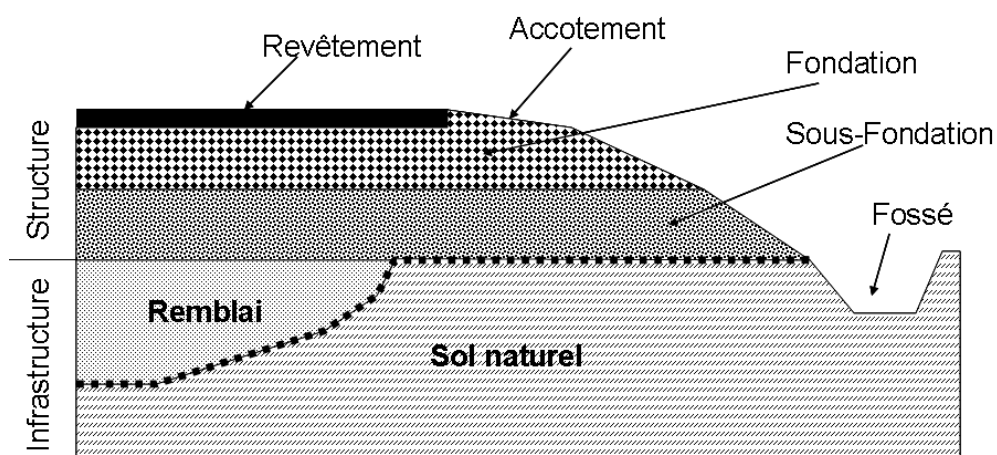


Figure 2.1 : Terminologie de la chaussée
(D'après Doré, 2006)

2.1.2 Caractérisation du sol d'infrastructure

La caractérisation du sol d'infrastructure est cruciale pour les étapes de conception et de réhabilitation des chaussées. En effet, la connaissance du module réversible est nécessaire pour calculer les contraintes réversibles, les déformations et les déflexions dans chacune des couches de la chaussée ainsi que pour analyser la performance globale du système. Le Guide de conception de l'AASHTO 1993 suggère l'utilisation du module réversible d'infrastructure (M_r) pour la conception de la structure des chaussées. Le module réversible est une mesure des propriétés élastiques du sol qui prend en compte certaines caractéristiques non linéaires. Plus précisément, ce dernier est considéré comme étant le ratio de la contrainte déviatorique ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) sur la déformation réversible (ε_r) :

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad [2.1]$$

Où σ_1 = Contrainte principale majeure (contrainte axiale) (MPa)
 σ_3 = Contrainte principale mineure (contrainte de confinement) (MPa)

M_r peut être estimé directement en laboratoire, par des rétro-calculs à partir d'essais de déflexion sur le terrain ou indirectement à l'aide d'une corrélation avec des mesures habituelles.

En considérant l'importance des mesures sur le terrain, le Guide de conception de l'AASHTO 1993 recommande le deflectomètre à masse tombante (FWD) pour l'évaluation des chaussées à partir des mesures de déflexion. Étant un essai non destructif, ce dernier peut être réalisé en quelques minutes. D'ailleurs, avec la disponibilité de plusieurs logiciels de rétro-calculs, le FWD est en train de gagner de plus en plus d'adeptes parmi les ingénieurs routiers. En imposant des charges similaires à celles résultant de l'action du trafic, les déflexions de la chaussée sont mesurées et subséquemment rétro-calculées afin d'arriver à un module pour chacune des couches incluant celle d'infrastructure. Du fait que le Guide conception de l'AASHTO 1993 recommande la mesure en laboratoire du module pour la conception, le module rétro-calculé du sol d'infrastructure a besoin d'être converti en un module équivalent en laboratoire (M_r) à l'aide de corrélations (George et Uddin, 2000). Quelques modèles issus de l'AASHTO (2002) reliant les indices ainsi que les propriétés de résistance de certains matériaux au module réversible (M_r) sont présentés au tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Modèles reliant les indices et les propriétés de résistance au module réversible

Strength/Index Property	Model	Comments	Test Standard
CBR	$M_r = 2555(\text{CBR})^{0.64}$	CBR = California Bearing Ratio, percent	AASHTO T193—The California Bearing Ratio
R-value	$M_r = 1155 + 555R$	R = R-value	AASHTO T190—Resistance R-Value and Expansion Pressure of Compacted Soils
AASHTO layer coefficient	$M_r = 30000 \left(\frac{a_i}{0.14} \right)$	a_i = AASHTO layer coefficient	AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures (1993)
PI and gradation*	$\text{CBR} = \frac{75}{1 + 0.728(\text{wPI})}$	wPI = P200*PI P200= percent passing No. 200 sieve size PI = plasticity index, percent	AASHTO T27—Sieve Analysis of Coarse and Fine Aggregates AASHTO T90—Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils
DCP*	$\text{CBR} = \frac{292}{\text{DCP}^{1.12}}$	CBR = California Bearing Ratio, percent DCP =DCP index, in/blow	ASTM D6951—Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications

*Estimates of CBR are used to estimate M_r .

Source : AASHTO (2002)

Quelques valeurs typiques de module réversible (en psi) issues de l'AASHTO (2002) pour des matériaux d'infrastructure sont présentées au tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Valeurs typiques de module réversible pour des matériaux d'infrastructure

Material Classification	M_r Range	Typical M_r *
A-1-a	38,500 – 42,000	40,000
A-1-b	35,500 – 40,000	38,000
A-2-4	28,000 – 37,500	32,000
A-2-5	24,000 – 33,000	28,000
A-2-6	21,500 – 31,000	26,000
A-2-7	21,500 – 28,000	24,000
A-3	24,500 – 35,500	29,000
A-4	21,500 – 29,000	24,000
A-5	17,000 – 25,500	20,000
A-6	13,500 – 24,000	17,000
A-7-5	8,000 – 17,500	12,000
A-7-6	5,000 – 13,500	8,000
CH	5,000 – 13,500	8,000
MH	8,000 – 17,500	11,500
CL	13,500 – 24,000	17,000
ML	17,000 – 25,500	20,000
SW	28,000 – 37,500	32,000
SP	24,000 – 33,000	28,000
SW-SC	21,500 – 31,000	25,500
SW-SM	24,000 – 33,000	28,000
SP-SC	21,500 – 31,000	25,500
SP-SM	24,000 – 33,000	28,000
SC	21,500 – 28,000	24,000
SM	28,000 – 37,500	32,000
GW	39,500 – 42,000	41,000
GP	35,500 – 40,000	38,000
GW-GC	28,000 – 40,000	34,500
GW-GM	35,500 – 40,500	38,500
GP-GC	28,000 – 39,000	34,000
GP-GM	31,000 – 40,000	36,000
GC	24,000 – 37,500	31,000
GM	33,000 – 42,000	38,500

Source : AASHTO (2002)

Des résultats issus de calibrations ont montré que pour les matériaux granulaires A-1-a à A-2-7, les valeurs de M_r (en psi) qui correspondaient aux résultats des rétro-calculs FWD étaient souvent 60 à 80 % de la valeur typique testée en laboratoire présentée dans le tableau 2.2. Pour les sols fins A-5 à A-7-6, les valeurs de M_r (en psi) qui correspondaient aux résultats des rétro-calculs FWD étaient souvent 1,05 à 1,2 fois la valeur typique testée en laboratoire présentée au tableau 2.2.

2.1.3 Comportement des sols pulvérulents

Les matériaux granulaires non liés démontrent un comportement élasto-plastique relativement complexe lorsqu'ils sont soumis à des cycles de charge répétés tels que la circulation et le trafic (Lekarp *et al.*, 2000). L'effet d'un seul cycle de charge est de causer une déformation autant élastique (ϵ_R) que permanente (ϵ_p) comme l'illustre la figure 2.2.

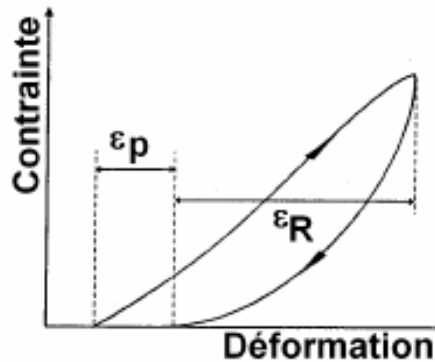


Figure 2.2 : Déformations dans les matériaux granulaires durant un seul cycle de chargement
(Adaptée de Lekarp *et al.*, 2000)

L'ampleur de la déformation élastique dépend de la rigidité élastique, tandis que la proportion de déformation permanente est directement liée à la différence entre la contrainte appliquée et la contrainte de rupture, qui a la propriété de croître après plusieurs cycles d'application de charge (Lambert *et al.*, 2006). La rigidité d'un matériau détermine sa capacité à répartir les charges qui, dans le cas des chaussées, permet de réduire l'ampleur de la contrainte transmise aux couches sous-jacentes.

Le modèle K-theta est largement utilisé pour l'analyse de la non linéarité du module élastique des matériaux. Il s'avère de plus une simplification très adéquate pour les besoins d'une conception analytique (Lekarp *et al.*, 2000) :

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad [2.2]$$

Où

M_r	=	Module réversible (MPa)
θ	=	Contrainte totale (MPa)
k_1 et k_2	=	Constantes du matériau

Néanmoins, ce modèle a plusieurs désavantages et bon nombre de modifications y ont été apportées. Le modèle K-theta pose l'hypothèse d'un coefficient de Poisson constant, qui peut d'ailleurs être utilisé pour calculer les déformations radiales. Il est à noter que des études (Hicks, 1970; Hicks et Monismith, 1971; Brown et Hyde, 1975; Boyce, 1980; Sweere, 1990; Kolisoja, 1997) (d'après Lekarp *et al.*, 2000) ont montré que le coefficient de Poisson n'est pas une constante et qu'il varie avec la contrainte appliquée.

Facteurs influençant le module réversible M_r

Plusieurs propriétés physiques ont comme conséquence d'affecter la réponse réversible des matériaux granulaires : le niveau de contrainte appliqué, le type de matériau, la dimension des particules, la granulométrie, la teneur en eau, les caractéristiques de la surface (angularité et rugosité) et la densité de compaction (Hicks et Monismith, 1971) (d'après Lekarp *et al.*, 2000).

Effet de la contrainte

Le niveau de contrainte est le facteur qui influence le plus les propriétés résilientes des matériaux granulaires. Plusieurs études ont démontré un très haut degré de dépendance entre le module réversible des matériaux granulaires non traités, les pressions de confinement et la somme des contraintes principales (Mitry, 1964; Monismith *et al.*, 1967; Hicks, 1970; Smith et Nair, 1973; Uzan, 1985; Sweere, 1990). En effet, il a été prouvé que le module réversible augmente considérablement avec une augmentation des pressions de confinement et de la somme des contraintes totales.

Effet de la densité

Il est connu qu'une augmentation de la densité d'un matériau granulaire altère significativement sa réponse à un chargement statique, ce qui le rend plus rigide et résistant. Cependant, l'effet sur la rigidité réversible a été un peu moins étudié. Plusieurs études suggèrent que le module réversible augmente généralement avec une augmentation de la densité (Trollope *et al.*, 1962; Hicks, 1970; Robinson, 1974; Rada et Witczak, 1981; Kohsoja, 1997). En effet, le nombre de contacts particuliers par particule croît grandement avec une augmentation de la densité, ce qui entraîne une compaction additionnelle pour le système. Ainsi, cela fait décroître la contrainte moyenne de contact, qui correspond à une certaine charge externe. Donc, la déformation dans les contacts particuliers décroît, ce qui a pour effet de faire augmenter le module réversible.

Effet de la granulométrie, du pourcentage de fines et de la taille maximale des grains

Plusieurs recherches ont montré que la rigidité d'un matériau dépend de la taille des particules et de leur distribution. Quelques chercheurs ont conclu que le module réversible décroît avec une augmentation du nombre de particules fines (Thom et Brown, 1987; Kamal *et al.*, 1993). Hicks et Monismith (1991) ont observé une réduction du module réversible avec une augmentation des fines pour les granulats partiellement concassés, alors que l'effet inverse a été remarqué pour les granulats entièrement concassés. Cette amélioration initiale de la rigidité est attribuée à l'augmentation des contacts entre les particules au fur et à mesure que les pores se remplissent. Graduellement, l'excès de fines déplace les particules grossières et les performances mécaniques dépendent alors uniquement des fines, ce qui implique une diminution de la rigidité. Pour les matériaux granulaires avec le même nombre de fines et une distribution des grains similaire, le module réversible croît avec une augmentation de la taille maximale des particules (Gray, 1962; Thom, 1988; Kolisoja, 1997). En ce qui a trait à la distribution des particules des matériaux granulaires, elle semble avoir une certaine influence sur la rigidité du matériau. Toutefois, cet effet est généralement considéré comme négligeable.

Effet de la teneur en eau

Il a été découvert que le degré de saturation de la plupart des matériaux granulaires non traités a un effet sur les caractéristiques de la réponse réversible des matériaux, autant dans des conditions de terrain qu'en laboratoire. Plusieurs s'entendent pour dire que la réponse réversible des matériaux granulaires secs ou partiellement saturés est similaire, mais aussitôt que la saturation complète est atteinte, le comportement réversible peut être affecté significativement (Smith et Nair, 1973; Vuong, 1992). Des chercheurs (Haynes et Yoder, 1963; Hicks et Monismith, 1971; Barksdale et Itani, 1989; Dawson *et al.*, 1996; Heydinger *et al.*, 1996) ont étudié le comportement des matériaux granulaires à de hauts niveaux de saturation. Ils ont tous remarqué que le module décroît avec une augmentation du degré de saturation. En dessous du degré de saturation optimal, la rigidité tend à croître avec une augmentation de la teneur en eau à cause de la succion créée. Au-delà du degré de saturation optimal, au fur et à mesure que le matériau devient de plus en plus saturé et que l'excès de pression d'eau dans les pores se développe, l'effet s'inverse et la rigidité commence à décroître assez rapidement.

Effet de l'historique des contraintes et du nombre de cycles de chargement

Les études indiquent que l'historique des contraintes peut avoir une incidence sur la réponse réversible des matériaux granulaires. Selon Dehlen (1969), les effets de l'historique des contraintes sont une conséquence de la densification progressive et du réarrangement des particules sous l'application de contraintes répétées. Des chercheurs (Brown et Hyde, 1975; Mayhew, 1983) sont toutefois arrivés à la conclusion que les caractéristiques des matériaux granulaires sont quasiment insensibles à l'historique des contraintes et ce, dans la mesure où les contraintes appliquées sont gardées assez basses pour prévenir toute déformation substantielle dans le matériau. Moore *et al.* (1970) ont conclu que le module réversible s'accroît au fur et à mesure que le nombre de cycles de chargement augmente. Cet accroissement est partiellement dû au fait que l'échantillon perd de l'eau durant les essais.

Effet du type de granulats et de la forme des particules

Plusieurs chercheurs (Hicks, 1970; Hicks et Monismith, 1971; Allen, 1973; Allen et Thompson, 1974; Thom, 1988; Barksdale et Itani, 1989; Thom et Brown, 1989) ont conclu que les granulats concassés, qui possèdent des particules de forme angulaire et sous-angulaire, procurent une meilleure répartition des contraintes et un module réversible plus élevé que le gravier non concassé, constitué de particules arrondies et sous-arrondies. Une surface rude (i.e. présentant des aspérités) a aussi les propriétés d'avoir un module réversible plus élevé.

Effet de la durée, de la fréquence et de la séquence de chargement

Plusieurs chercheurs ont conclu que la durée et la fréquence de chargement ont une répercussion faible et non significative sur le comportement réversible des matériaux granulaires (Seed *et al.*, 1965; Morgan, 1966; Hicks, 1970; Boyce *et al.*, 1976; Thomas et Brown, 1987). Seed *et al.* (1965) ont mené une étude dans laquelle le module réversible d'un sable augmentait lentement de 160 à 190 MPa et ce, au fur et à mesure que la durée de chargement décroissait de 20 min à 0,3 sec. En général, le module réversible décroît avec une augmentation de la fréquence de chargement quand le matériau approche la saturation. À ce moment, des pressions partielles dans les pores se développent, ce qui a pour effet de réduire la contrainte effective. Hicks (1970) et Allen (1973) ont étudié la séquence des essais ou l'ordre dans lequel les contraintes sont appliquées à un échantillon. Ces recherches démontrent clairement que la séquence des essais n'a presque qu'aucun effet sur les propriétés réversibles des matériaux granulaires.

Évaluation en laboratoire des matériaux granulaires

Lambert *et al.* (2006) ont réalisé une série d'essais en laboratoire visant l'évaluation des matériaux granulaires avant leur utilisation sur le terrain dans le but d'évaluer leur performance. Les matériaux testés étaient un béton concassé recyclé, un schiste naturel, un gravier sableux et un granulat extrait de granodiorite. Les essais ont été réalisés dans un large moule en acier rigide de 1 m x 1 m x 0,5 m de profond qui comprenait des points de drainage contrôlés également espacés à sa base afin de permettre la saturation et le drainage de l'échantillon. Afin de réduire la rigidité de la base, les chercheurs ont utilisés une couche de substrat synthétique. Le matériau a été installé dans le moule en 4 couches de 100 mm d'épaisseur. La compaction a été réalisée avec un marteau vibrant électrique de 56 kg en passant quatre fois sur chacune des couches.

La rigidité composée E_{comp} (section 2.2.2) a été mesurée en utilisant un déflectomètre à masse tombante (FWD) à cinq emplacements sur la surface de chacune des couches après leur création. Les essais FWD ont été réalisés avec une plaque de 300 mm de diamètre et un seul géophone, situé en dessous de la plaque, en contact avec la surface du matériau. Afin d'asseoir la plaque fermement, trois chutes de précompaction à une contrainte de 100 kPa ont été appliquées. Ensuite, quatre autres chutes ont été réalisées, une à 40 kPa, une à 70 kPa et deux à 100 kPa. La moyenne obtenue avec les deux dernières chutes a été utilisée pour exprimer le résultat final de rigidité composée. L'essai DCP a également été fait pour chacune des couches après leur compaction et ce, à 250 mm des bords. Pour cet essai, les premiers et derniers 50 mm de pénétration ont été ignorés en raison du faible confinement à la surface et à la base du moule.

En créant différentes conditions aux frontières à la base du moule et en analysant la sensibilité de l'échantillon au degré de saturation, différentes conclusions ont pu être tirées. Tout d'abord, une base souple est efficace pour la compaction des matériaux granulaires et est considérée comme plus représentative des conditions de terrain qu'une base rigide. Pour une même épaisseur de couche, la rigidité composée mesurée en laboratoire est la même que celle obtenue sur le terrain. Il a également été conclu que les conditions aux frontières engendrées par les murs du moule modifient la rigidité composée mesurée avec la plaque du FWD si les essais sont réalisés à une distance des murs inférieure à 0,9 fois le diamètre de la plaque. Finalement, la plaque du FWD est sensible au comportement des matériaux granulaires, ce qui rend la comparaison plus difficile entre les différentes méthodes d'essais. Ainsi, il est nécessaire de s'assurer que les essais se font à de bonnes valeurs de contraintes.

2.1.4 Comportement des sols cohérents

Comme le démontrent plusieurs études, le module réversible des sols à grains fins n'est pas une propriété de rigidité constante, car il dépend de plusieurs facteurs. Le facteur qui affecte le plus significativement le module réversible est la contrainte déviatorique à répétition. Même si le module réversible augmente avec une hausse de la contrainte de confinement, il a été trouvé (Tanimoto et Nishi, 1970; Barksdale, 1975; Fredlund *et al.*, 1975; Townsend et Chisolm, 1976) (d'après Li et Selig, 1994) que la pression de confinement a un effet beaucoup moins significatif que la contrainte déviatorique pour les sols à grains fins, notamment les sols argileux. Le nombre d'application de contraintes a aussi une influence. Cependant, le module réversible tend à devenir constant avec une augmentation du nombre d'application de contraintes si la contrainte déviatorique est inférieure à un certain niveau en ce qui concerne la rupture.

Plusieurs modèles ont été proposés afin de simuler la relation entre le module réversible (M_r) et la contrainte déviatorique (σ_d) pour les sols à grains fins. À titre de première approximation, c'est le modèle suivant qui semble être le plus approprié (Li et Selig, 1994) :

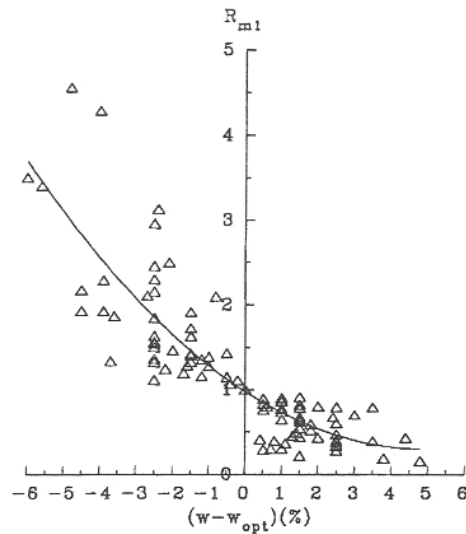
Modèle de puissance

$$M_r = k\sigma_d^n \quad [2.3]$$

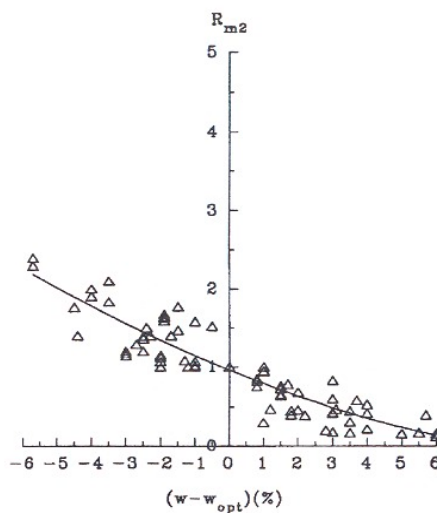
Où k et n = Paramètres qui dépendent du type de sol et de son état physique
(n est habituellement négatif)

Facteurs influençant le module réversible M_r

Selon Li et Selig (1994), l'état physique d'un sol est représenté par deux quantités : la teneur en eau et la densité sèche. Plusieurs résultats d'essais qui indiquent l'influence de la teneur en eau et de la densité sèche sur le module réversible des sols d'infrastructure à grains fins sont disponibles dans la documentation. Les figures 2.3 et 2.4 indiquent toutes deux qu'une augmentation de la teneur en eau produira une diminution significative de la rigidité du sol.



**Figure 2.3 : Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour une densité sèche constante
(D'après Li et Selig, 1994)**



**Figure 2.4 : Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour un effort de compaction constant
(D'après Li et Selig, 1994)**

Une comparaison entre les figures 2.3 et 2.4 montre que le cas de la densité sèche constante cause un plus grand changement du module réversible avec un changement de teneur en eau sous l'optimum que le cas d'un effort de compaction constant. La différence entre les deux cas devient plus petite quand la teneur en eau est au-delà de l'optimum. Ce phénomène peut s'expliquer par l'effet de la densité sèche sur le module réversible. La figure 2.5, issue des essais de Seed *et al.* (1962), montre bien l'influence de la densité sèche sur le module réversible.

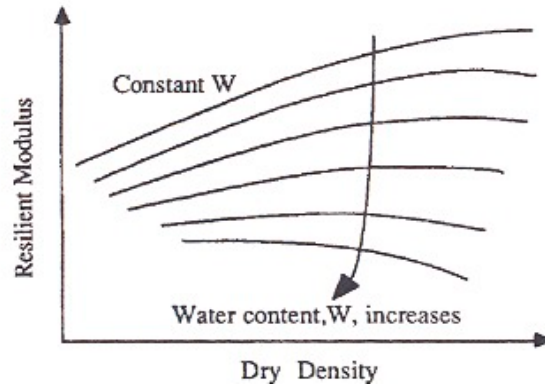


Figure 2.5 : Influence de la densité sèche sur le module réversible
(D'après Li et Selig, 1994)

En général, à une teneur en eau faible, le module réversible tend à croître avec une augmentation de la densité sèche. Par contre, à des teneurs en eau plus fortes, le module réversible tend à décroître avec une augmentation de la densité sèche. En effet, pour une teneur en eau faible, une diminution de la densité sèche mène généralement à une réduction du module réversible. Cependant, à cause des effets opposés de la densité sèche et de la teneur en eau sur le module réversible, une diminution de la teneur en eau et de la densité sèche le long de la courbe d'effort de compaction constant doit résulter en une augmentation moins marquée du module réversible qu'une diminution de la teneur en eau le long de la courbe de densité sèche constante.

2.2 Instrumentation

2.2.1 Essai au pénétromètre à cône dynamique (DCP)

Description de l'essai

Le principe de cet essai consiste à enfoncer dans les sols une tige munie d'une pointe en forme de cône à l'aide d'une masse en chute libre. La plupart des DCP sont portables et utilisent un cône en acier revenu de 20 mm de diamètre faisant un angle de 60°. Ce cône est enfoncé dans le sol avec un marteau glissant de 8 kg lâché à une hauteur de 575 mm, ce qui correspond à une énergie de 45 J ou 14,3 J/cm² (Konrad et Lachance, 2001). Le but de l'essai est de déterminer la résistance à la pénétration, soit l'indice de pénétration (DCPI), qui peut être défini comme étant l'enfoncement observé à chaque coup. Plus le DCPI est faible, plus le matériel est rigide et vice versa (George et Uddin, 2000).

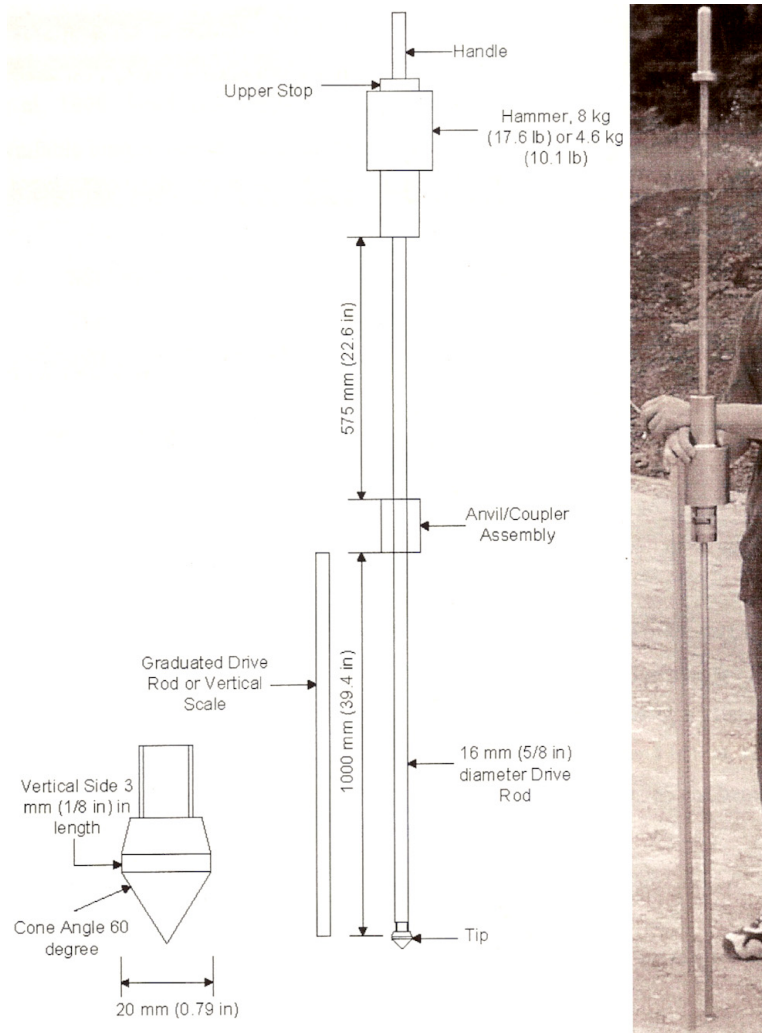


Figure 2.6 : Pénétrömètre à cône dynamique
(D'après Edil et Benson, 2005)

Le DCP est souvent utilisé en ingénierie pour l'évaluation de la performance des couches de la chaussée. À cela s'ajoutent la détermination de l'épaisseur ainsi que des propriétés de chacune des couches de la structure d'une chaussée. En raison de sa simplicité, sa portabilité, son faible coût et ses capacités à fournir rapidement des mesures de résistance *in situ*, le DCP est un outil largement utilisé et ce, dans plusieurs pays. Sa simplicité de conception et de fonctionnement entraînent une faible variabilité entre opérateurs, ce qui permet d'aboutir à des corrélations très précises (Amini, 2003). Il est à noter qu'une étude de George et Uddin (2000) a permis de conclure que les résultats obtenus à l'aide d'un DCP automatique et d'un DCP manuel sont identiques.

Synthèse des limitations

Étant donné la faible énergie d'impact et les dimensions du cône, le DCP est surtout adapté pour la caractérisation des sols fins contenant peu de graviers et de cailloux. En effet, l'utilisation de cônes relativement petits est questionnable pour les couches de granulats contenant des particules de dimension supérieure à 20 mm (Konrad et Lachance, 2001). Il est à noter que comme la pénétration du cône est associée au développement de la surface de rupture, la pénétration à chaque coup est influencée par la couche adjacente si le cône est situé à quelques diamètres de cônes entre deux couches assez distinctes (Konrad et Lachance, 2001). Selon Siekmeier (1998) (d'après Amini, 2003), les principales précautions à prendre pour l'obtention de tests valides et reproductibles sont d'asseoir adéquatement le bout du cône sur la surface et de toujours débiter l'essai de la même façon.

Facteurs influençant l'indice DCP

Plusieurs études ont été réalisées afin d'étudier le comportement du DCPI en fonction de certaines propriétés des sols et des matériaux. Ces facteurs sont le type de sol, la densité, la granulométrie, la taille maximale des particules et la teneur en eau (George et Uddin, 2000).

Effet des matériaux

Kleyn et Savage (1982) ont indiqué que la teneur en eau, la granulométrie, la densité et la plasticité sont d'importantes propriétés des matériaux influençant le DCPI. Hassan (1996), pour sa part, a conclu que, pour les sols à grains fins, ce sont la teneur en eau, la classification du sol, la densité sèche et les pressions de confinement qui influencent le DCPI. Pour les sols à grains grossiers, le coefficient d'uniformité et les pressions de confinement sont des variables importantes. Une augmentation du pourcentage de fines fait généralement décroître la valeur DCPI pour une densité visée. De façon similaire, une augmentation de la densité pour une granulométrie semblable fait décroître la valeur DCPI (George et Uddin, 2000).

Effet du confinement vertical

Les résultats de l'étude de Livneh *et al.* (1995) ont montré qu'il n'y a pas d'effet de confinement vertical attribuable à la structure rigide de la chaussée ou à des couches supérieures cohésives sur les valeurs DCPI des couches d'infrastructures cohésives inférieures. De plus, cette recherche a indiqué qu'aucun effet de confinement vertical n'est induit par les couches supérieures granulaires sur les valeurs DCPI de l'infrastructure cohésive sous-jacente. Cependant, il y a des effets de confinement vertical induits par les couches supérieures d'asphalte sur les valeurs DCPI des couches granulaires inférieures de la chaussée. Cet effet de confinement provoque habituellement une baisse des valeurs DCPI.

Effet de friction latérale

Comme le DCP n'est pas complètement vertical lorsqu'il pénètre dans le sol, la résistance à la pénétration serait supérieure à cause de la friction latérale. Cette augmentation pourrait aussi être due à l'adhérence du matériau granulaire au moment de la pénétration. Il est à noter que cet effet est habituellement négligeable pour les sols cohésifs (Amini, 2003). Livneh (2000) suggère l'utilisation d'un facteur de correction pour les valeurs DCPI/CBR afin de prendre en compte les effets de friction latérale.

2.2.2 Essai au déflectomètre à masse tombante (FWD)

Description de l'essai

Le déflectomètre à masse tombante (FWD) portatif consiste en un poids de 10 kg qu'on laisse tomber sur un système à ressorts monté sur une plaque. Normalement, la contrainte appliquée peut aller jusqu'à 150 kPa et ce, sur une période d'environ 20 millisecondes. C'est l'impulsion de charge produite qui permet de calculer le module dynamique (E_{FWD}). Typiquement, l'instrument mesure la déflexion (indirectement via un capteur de vitesse) au centre de la plaque de chargement en utilisant l'impulsion transitoire produite. Les résultats obtenus avec le FWD portatif sont basés sur le modèle de Boussinesq, qui suppose un massif uniforme et une charge uniformément distribuée sur une plaque souple :

$$E_{FWD} = \frac{2 \cdot \sigma_0 \cdot a(1 - \mu^2)}{d_0} \quad [2.4]$$

Où

- E_{FWD} = Module dynamique (MPa)
- σ_0 = Contrainte appliquée (kPa)
- a = Rayon de la plaque (m)
- μ = Coefficient de Poisson
- d_0 = Déflexion (mm)

Selon Fleming *et al.* (2000) (d'après Lambert *et al.*, 2006), vu que la déflexion mesurée peut être reliée à l'influence de plus d'une couche et que celle-ci peut ne pas correspondre à un comportement parfaitement élastique, le module élastique obtenu doit se nommer « rigidité composée » (E_{comp}). Si l'on suppose une demi-élasticité, la rigidité devrait être calculée avec l'équation suivante (Boussinesq, 1885) (d'après Lambert *et al.*, 2006) :

$$E_{comp} = \frac{A \cdot \sigma_0 \cdot a(1 - \mu^2)}{d_0} \quad [2.5]$$

Où

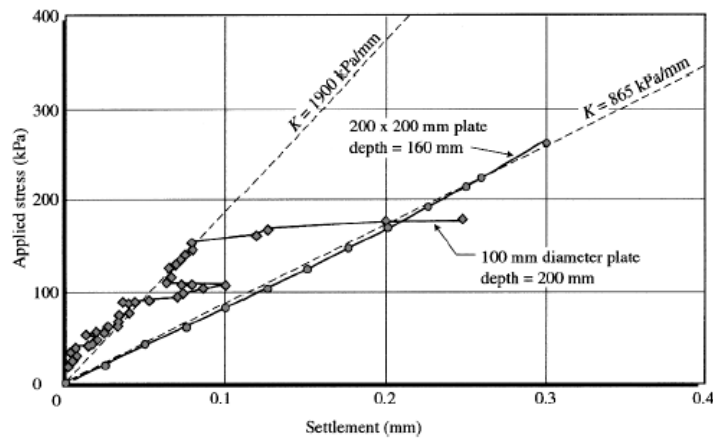
- E_{comp} = Rigidité composée (MPa)
- A = Facteur de rigidité de la plaque ($\pi/2$ pour une plaque rigide)
- σ_0 = Contrainte appliquée (kPa)
- a = Rayon de la plaque (m)
- μ = Coefficient de Poisson
- d_0 = Déflexion (mm)



Figure 2.7 : Déflectomètre à masse tombante
(D'après Carl Bro *et al.*, 2006)

Plusieurs formes de plaques peuvent être utilisées lors d'un essai de chargement statique. Konrad et Lachance (2001) ont analysé les résultats issus d'une plaque circulaire de 100 mm de diamètre et d'une plaque carrée de 200 mm x 200 mm et ce, pour un même site. Pour la plaque circulaire, la limite plastique a été atteinte pour une contrainte appliquée de 155 kPa. Pour des contraintes inférieures à cette valeur, une relation linéaire a été observée entre la contrainte et le tassement (figure 2.8). Dans le cas de la plaque carrée, le chargement a été arrêté pour une contrainte appliquée de 260 kPa. Le chargement et le déchargement ont confirmé que le comportement restait élastique pour cet intervalle de contraintes.

Pour les plaques de 100 mm de diamètre, la limite plastique a été atteinte à des tassements relativement petits. Quant aux plaques carrées de 200 mm x 200 mm, la limite n'a par contre jamais été atteinte pour les matériaux granulaires non liés et ce, même pour des contraintes aussi élevées que 300 kPa (Thivierge, 1998).



**Figure 2.8 : Résultats d'un essai de chargement de plaque
(D'après Konrad et Lachance, 2001)**

Même si les surfaces de rupture sont assez différentes, la réponse de la plaque dans le domaine élastique ne change pas. Ce phénomène peut être observé à la figure 2.9, qui illustre la contrainte appliquée en fonction du tassement normalisé (s/B) pour les deux plaques, où B est la dimension de la plaque de chargement et s , le tassement.

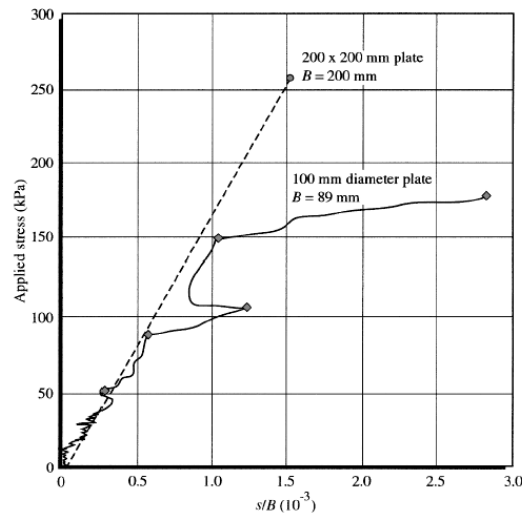


Figure 2.9 : Tassement normalisé en fonction de la contrainte appliquée
(D'après Konrad et Lachance, 2001)

Il est à noter qu'une étude de Fleming *et al.* (2000) citée par Alshibli *et al.* (2005) a permis de conclure que le module réversible obtenu au FWD (M_{FWD}) est en corrélation avec le module obtenu à partir d'un FWD portatif (E_{LFWD}) :

$$M_{FWD} = 1,031 E_{LFWD} \quad [2.6]$$

Synthèse des limitations

L'analyse des données FWD est complexe, car la réponse de la chaussée sous une contrainte dépend de la réponse contrainte-déformation-temps de chaque matériau, du mode et de la fréquence de chargement, des effets inertiels ainsi que des conditions environnementales comme la température et l'humidité (Stolle et Hein, 1989). Par ailleurs, l'utilisation du FWD pour obtenir les propriétés d'un matériau requiert un rétro-calcul des déflexions de surface, ce qui ne donne pas toujours une solution réaliste étant donné les hypothèses des modèles de rétro-calcul (Konrad et Lachance, 2001). D'ailleurs, il n'est pas conseillé d'effectuer des essais FWD directement sur des sols d'infrastructure de faible capacité portante, car les grandes déflexions qui leur sont associées excèdent les limites de calibration de l'appareil (Amini, 2003).

2.2.3 Essai au scissomètre

Description de l'essai

L'essai consiste à appliquer un couple de torsion à un moulinet de dimensions définies préalablement enfoncé dans le sol au moyen d'un système de tiges. Selon le *Canadian Manual for foundation engineering* (1994), le rapport entre la hauteur et le diamètre du moulinet devrait être égal à 2. Le couple de torsion maximal mesuré au sommet du système de tiges est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé, en considérant la surface de révolution définie par le moulinet. Précisons que cette méthode ne s'applique qu'aux sols cohérents, soit les argiles molles à raides. La présence de stratifications, de matières organiques, de sable, d'une forte proportion de silt ou de particules grossières dans le dépôt peut influencer significativement les résultats.

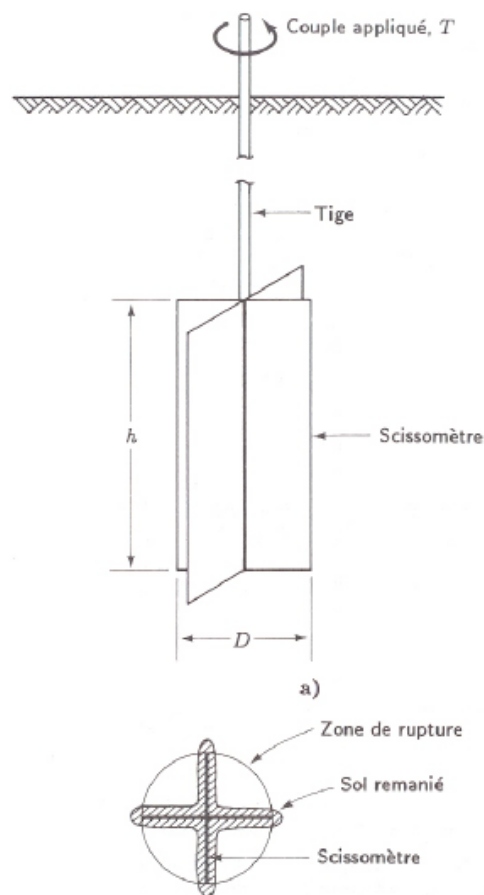


Figure 2.10 : Essai au scissomètre
(D'après Holtz et Kovacs, 1991)

En supposant que les résistances au cisaillement sur des plans horizontaux et verticaux sont égales, la résistance au cisaillement non drainé se calcule comme suit :

$$C_u = \frac{2T}{\pi D^3 (H/D + a/2)} \quad [2.7]$$

Où	C_u	= Résistance au cisaillement non drainé
	T	= Couple maximum mesuré
	H	= Hauteur du moulinet
	D	= Diamètre du moulinet
	a	= Coefficient qui dépend de l'hypothèse faite sur la répartition du cisaillement sur les faces supérieure et inférieure du cylindre de rupture = 0,66 en supposant une répartition uniforme

Synthèse des limitations

Selon le *Canadian Manual for foundation engineering* (1994), l'essai scissométrique et son interprétation sont sujets à quelques limitations et erreurs qui devraient être prises en compte au moment de l'utilisation des résultats. En effet, l'insertion du moulinet produit un déplacement et un remaniement du sol. Il a été démontré que les moulinets épais donnent des valeurs de résistance plus faibles. Pour des résultats acceptables, l'épaisseur des lames ne devrait pas excéder 5 % du diamètre du moulinet.

2.2.4 Essai au cône de sable

Description de l'essai

Cet essai consiste à déterminer la densité en place et le poids spécifique du sol en utilisant un dispositif de coulée et un sable calibré qui permettent d'évaluer le volume d'un puits d'essai. La norme ASTM D 1556 est normalement utilisée avec des trous inférieurs à 0,03 m³. Néanmoins, il est permis d'utiliser, si nécessaire, des versions plus larges de l'équipement (en dimensions). Cet essai peut être utilisé pour déterminer le poids spécifique en place de dépôts naturels de sols, de granulats, de matériaux granulaires de mélanges de sols ou de matériaux similaires.

N'importe quel matériau qui peut être excavé avec des outils manuels peut être testé, à condition que les vides ou les ouvertures des pores soient assez petits pour éviter que le sable calibré utilisé dans l'essai entre dans les vides naturels. Le matériau testé doit avoir une cohésion ou un enchevêtrement des grains suffisant pour maintenir les côtés stables durant l'excavation du puits d'essai et l'accomplissement de l'essai. De plus, il devrait être assez rigide pour ne pas se déformer ou s'ébouler à cause des pressions exercées durant le creusage du trou et le déversement du sable.

Synthèse des limitations

La méthode est généralement limitée aux matériaux qui sont dans un état non saturé. Elle n'est pas recommandée pour des matériaux mous ou friables ou dans une condition d'humidité telle que l'eau remplit le trou excavé. La procédure peut être moins exacte pour des matériaux qui se déforment facilement ou qui peuvent faire changer le volume du trou excavé durant l'essai.

Des erreurs peuvent survenir dans le calcul du poids spécifique en raison de l'influence d'une humidité excessive dans le sol. Elles peuvent être significatives pour des matériaux qui ont une perméabilité élevée, comme des sables ou des graviers, et lorsque le bas du trou est proche de la nappe phréatique ou en dessous de celle-ci. Des erreurs peuvent également apparaître à cause d'un changement de densité du sable calibré au fur et à mesure que celui-ci s'humidifie par capillarité ou par l'eau libre lors de l'essai. Ce problème devient évident si du sable humide est observé au bas ou sur les côtés du trou lorsque le sable calibré est retiré.

La précision de cette méthode n'a pas encore été déterminée. Actuellement, aucune méthode disponible ne fournit des valeurs absolues pour la densité et le poids spécifique du matériau en place et ne peut se comparer à ces essais. La variabilité du matériau et la nature destructive de l'essai ne permettent pas la répétition duplicative des résultats nécessaires pour obtenir une évaluation statistique significative de la variabilité.

2.3 Synthèse des relations

Le DCP a été conçu pour répondre au besoin de posséder un dispositif simple et rapide pour la caractérisation des sols d'infrastructure. Depuis quelques années, l'intérêt pour cet outil très utile pour l'évaluation structurale des chaussées ou pour les études de reconnaissance des tracés est sans cesse grandissant et ce, pour plusieurs raisons. Premièrement, le DCP est adaptable à divers types d'évaluations. Deuxièmement, l'essai DCP est économique. Troisièmement, il existe plusieurs corrélations qui permettent d'estimer des paramètres variés à partir du DCPI. Cette section synthétise les corrélations existantes qui mettent en relation le DCPI et les différents paramètres de conception, tels que la valeur CBR, le module élastique, le module rétro-calculé et le module réversible.

2.3.1 Relations entre l'indice DCP et la valeur CBR

- Selon les résultats d'études antérieures, plusieurs des relations entre la résistance à la pénétration au DCP et la valeur CBR convergent vers la forme suivante (Amini, 2003) :

$$\log(CBR) = a + b \log(DCPI) \quad [2.8]$$

Où

- a = Constante située entre 2,44 et 2,60
- b = Constante située entre -1,16 et -1,07
- $DCPI$ = Résistance à la pénétration au DCP (mm/coup)

Cependant, comme le démontre le tableau 2.3, quelques exceptions existent dans la documentation.

- Selon Chen *et al.* (1999), les recherches passées ont permis d'arriver à la relation suivante :

$$\log(CBR) = 2,20 - 0,71 (\log(DCPI))^{1,5} \quad [2.9]$$

Notons que cette relation est limitée à une valeur maximale de 25 mm/coup.

- Drouin (2004) et Amini (2003) ont résumé les diverses relations élaborées entre le DCPI et la valeur CBR. Elles sont présentées au tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Corrélations DCPI-CBR

Chercheur	Corrélation	Matériel testé
Kleyn (1975)	$\log(\text{CBR}) = 2,62 - 1,27 \log(\text{DCPI})$	Inconnu
Smith et Pratt (1983)	$\log(\text{CBR}) = 2,56 - 1,16 \log(\text{DCPI})$	Inconnu
Livneh (1987)	$\log(\text{CBR}) = 2,56 - 1,16 \log(\text{DCPI})$	Granulaire et cohésif
Harison (1989)	$\log(\text{CBR}) = 2,55 - 1,14 \log(\text{DCPI})$	Granulaire et cohésif
Livneh <i>et al.</i> (1992)	$\log(\text{CBR}) = 2,45 - 1,12 \log(\text{DCPI})$	Granulaire et cohésif
Webster <i>et al.</i> (1992)	$\log(\text{CBR}) = 2,46 - 1,12 \log(\text{DCPI})$	Plusieurs types de sols
Ese <i>et al.</i> (1995)	$\log(\text{CBR}) = 2,44 - 1,07 \log(\text{DCPI})$	Structure de chaussée
NCDOT (1998)	$\log(\text{CBR}) = 2,60 - 1,07 \log(\text{DCPI})$	Structure de chaussée et cohésif
Coonse (1999)	$\log(\text{CBR}) = 2,53 - 1,14 \log(\text{DCPI})$	Sol résiduel de Piedmont
Gabr <i>et al.</i> (2000)	$\log(\text{CBR}) = 1,55 - 0,55 \log(\text{DCPI})$	Structure et infrastructure de chaussée
Gabr <i>et al.</i> (2000)	$\log(\text{CBR}) = 1,40 - 0,55 \log(\text{DCPI})$	Structure et infrastructure de chaussée

Source : Drouin, 2004 ; Amini, 2003

- Kleyn (1975) a observé que les indices DCP et les valeurs CBR réagissent d'une façon similaire à un changement de teneur en eau. Toutefois, les deux courbes sont renversées vu que le DCPI augmente avec un décroissement de la rigidité du matériau. Ainsi, Kleyn a conclu que la relation DCPI-CBR est indépendante de la teneur en eau.
- Livneh (1987) a effectué des essais CBR et DCP *in situ* sur les chaussées de deux aéroports et d'une route. Les résultats obtenus ont permis de tirer les conclusions suivantes :
 - L'effet de la friction ou alternativement l'effet de la pression des terres sur les résultats d'essais DCP est négligeable.
 - Le profil de mesure issu du DCPI peut être utilisé pour définir les épaisseurs des couches de la structure du sol testé.

- Harison (1989) a conclu qu'il existe une forte corrélation DCPI-CBR pour les sols argileux, les sables et les graviers. Celui-ci suggère que, si on désire avoir des résultats acceptables sur le terrain, une corrélation basée sur des tests en laboratoire doit être corrigée par un facteur proportionnel à l'effet de confinement du moule dans le cas d'un matériau granulaire. Il est à noter que l'effet de confinement du moule est négligeable pour les sols argileux ayant un indice de pénétration supérieur à 10 mm. Cependant, cet effet devient significatif pour les sols granulaires qui ont une valeur CBR plus élevée que 43 %.
- Livneh *et al.* (1992) ont étudié l'effet du confinement vertical sur les valeurs de résistance issues du DCP mesurées à l'intérieur de la structure d'une chaussée et du sol d'infrastructure. Dans le cas des sols argileux, aucun effet de confinement vertical ne survient. Par contre, pour les couches de matériaux granulaires, l'effet du confinement vertical s'applique et a comme conséquence de diminuer les valeurs DCPI. Cet effet se traduit par une augmentation de la résistance du matériau granulaire en fonction de la profondeur. Les différences de résultats entre l'état confiné et non confiné pour les couches granulaires peuvent être expliquées par la friction qui se développe lorsque la tige pénètre le sol de manière inclinée ou par le choc des granulats sur la surface de la tige. Dans le cas des couches argileuses, les effets de la pénétration de la tige ne sont pas sentis, car les chances de conserver l'espace entre les parois du trou et la surface de la tige, dont le diamètre est plus petit, sont meilleures.
- Ese *et al.* (1994) ont élaborés une relation entre le $DCP_{in situ}$ et le CBR_{labo} indépendante du degré de saturation et de la masse volumique sèche pour les matériaux de fondation routière :

$$\log(CBR_{labo}) = 2,67 - 1,07 \log(DCPI_{in situ}) \quad [2.10]$$

Ensuite, ils ont calibré cette équation en la comparant aux équations de Kleyn (1975) et de Livneh (1987) :

$$\log(CBR_{labo}) = 2,44 - 1,07 \log(DCPI_{in situ}) \quad [2.11]$$

Les variations entre les deux équations précédentes seraient attribuables à des variations de la succion ou de la structure du sol.

- Coonse (1999) a conclu, en analysant un sol résiduel de Piedmont, que la relation DCPI-CBR est à la fois indépendante de la teneur en eau et de la densité sèche. En effet, il peut être démontré que ces deux paramètres ont un effet similaire sur les indices DCP et les valeurs CBR.
- Gabr *et al.* (2000) ont réalisé une étude dans le but de définir un modèle pour prédire le niveau de dégradation des chaussées en utilisant l'indice de pénétration des sols d'infrastructure ainsi que celui de la structure de la chaussée. Leur recherche comportait à la fois des essais en laboratoire et *in situ*. La comparaison des résultats a indiqué qu'une réduction de 30 % doit être appliquée aux valeurs CBR calculées à partir de la relation établie en laboratoire, comme dans le cas de Harison (1987), afin de permettre une bonne corrélation avec les données obtenues sur le terrain. Gabr *et al.* (2000) mentionnent également que, contrairement à la valeur CBR *in situ*, l'indice DCP de la structure de la chaussée ne semble pas être influencé par la rigidité du sol d'infrastructure.

2.3.2 Relations entre la valeur CBR et le module réversible

- La relation la plus connue entre la valeur CBR et le module réversible (M_R) est celle proposée par Heukelom et Foster (1960) (d'après Chen *et al.*, 1999) et que l'AASHTO (1993) a adoptée :

$$M_R(MPa) = 10 CBR \quad [2.12]$$

$$M_R(psi) = 1\,500 CBR \quad [2.13]$$

En voici trois variantes (Sukumaran *et al.*, 2002) :

- U.S. Army Corps of Engineers (Green et Hall, 1975) :

$$M_R(psi) = 5\,409 CBR^{0,71} \quad [2.14]$$

- South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR) :

$$M_R(psi) = 3\,000 CBR^{0,65} \quad [2.15]$$

- Transportation and Road Research Laboratory (TRRL) :

$$M_R(psi) = 2\,555 CBR^{0,64} \quad [2.16]$$

Précisons que les approches décrites précédemment ont suscité de nombreuses discussions parmi la communauté scientifique. En effet, l'essai CBR est une mesure de la résistance au cisaillement qui n'est pas nécessairement en corrélation avec une mesure de rigidité ou de module comme le M_R . Par exemple, Thompson et Robnett (1979) n'ont pas pu trouver une corrélation appropriée entre le CBR et le M_R . De plus, il est aussi connu que le module réversible dépend du niveau de contrainte appliquée (Rada et Witczak, 1981). Finalement, on sait que le M_R décroît avec une augmentation de la contrainte déviatorique pour la plupart des sols à grains fins.

L'essai CBR peut alors être vu comme un problème de capacité portante en miniature, dans lequel un piston standard agit à titre de semelle circulaire. En utilisant l'équation de capacité portante, la valeur CBR a été mise en corrélation avec s_u , la résistance au cisaillement non drainé :

$$CBR = 0,62 s_u \text{ (psi)} \quad [2.17]$$

Black (1961) a trouvé une corrélation satisfaisante avec la valeur précédente. De plus, Duncan et Buchignani (1976) ont démontré que le module réversible peut être prédit à l'aide de la résistance au cisaillement non drainé si l'indice de plasticité (I_p) du sol est connu :

$$M_R = 100 - 500 s_u \quad I_p > 30 \quad [2.18]$$

$$M_R = 500 - 1\,500 s_u \quad I_p < 30 \quad [2.19]$$

En combinant l'équation 2.17 avec les équations 2.18 et 2.19, on obtient :

$$M_R \text{ (psi)} = 160 \text{ à } 2\,420 \text{ CBR} \quad [2.20]$$

- L'étude de Sukumaran *et al.* (2002) a montré que la relation issue du guide de l'AASHTO (1993) surestime le module réversible. La relation suivante est alors proposée afin d'obtenir une estimation plus convenable du module réversible :

$$M_R \text{ (ksi)} = 0,307 Q_u + 0,86 \quad [2.21]$$

Où Q_u = Résistance à la compression non confinée (psi)
(obtenue selon ASTM D 5102)

- Chen *et al.* (1999) ont observé que la double corrélation (DCPI-CBR et CBR- M_R) donne des résultats de module d'infrastructure qui varient beaucoup sur l'ensemble d'un projet routier. Leur étude semble aussi mener à des résultats irréalistes pour des valeurs CBR relativement élevées et des valeurs faibles de DCPI. On y mentionne également que, si les équations de l'AASHTO sont utilisées, le module du sol d'infrastructure est surestimé pour des matériaux ayant des valeurs CBR supérieures à 20. On propose donc que la régression du module d'infrastructure se fasse directement à partir des valeurs DCPI.

2.3.3 Relations entre l'indice DCP et le module élastique

- Chua (1988) a étudié la relation entre le module élastique d'un sol et son indice de pénétration au DCP pour différents matériaux et écarts de contrainte principale à la rupture (indiqué entre parenthèses). Les sols ont été divisés comme suit : argiles de plasticité élevée et faible, sols silteux, sols sableux, gravier ou pierres concassées et granulats bitumineux recyclés. Les figures 2.11 et 2.12 démontrent les résultats de l'étude. La figure 2.11 est utilisée pour les sols fins et la figure 2.12, pour les sols grossiers. Grâce à ces figures, il est possible d'obtenir le module élastique d'un sol à partir de son indice DCP si la nature de ce dernier est connue.

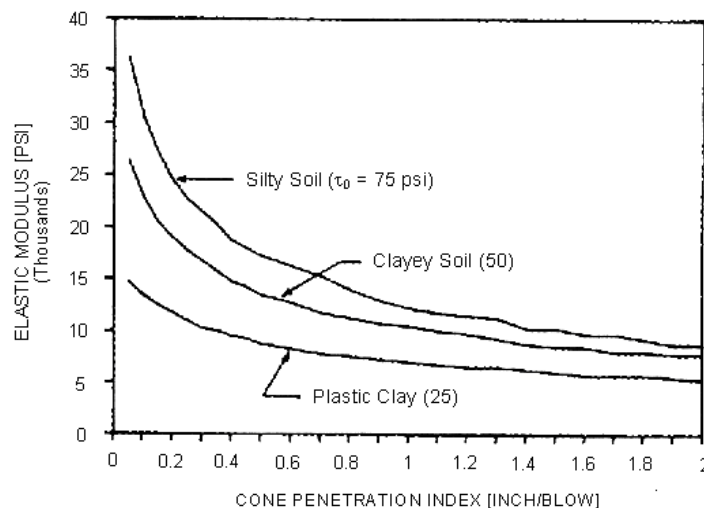
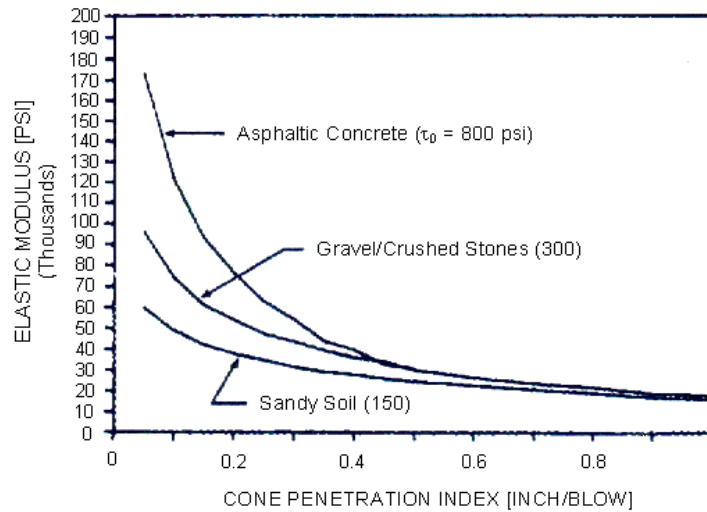


Figure 2.11 : Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols fins)
(D'après Chua, 1988)



**Figure 2.12 : Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols grossiers)
(D'après Chua, 1988)**

- Chai et Roslie (1998) (d'après Amini, 2003) ont utilisé les résultats des relations CBR-DCPI et des essais DCP pour déterminer le module du sol d'infrastructure *in situ* :

$$E(MN / m^2) = 17,6 (269 / DCPI)^{0,64} \quad [2.22]$$

Où $DCPI$ = Nb coups par 300 mm de pénétration

- Pen (1990) (d'après Alshibli *et al.*, 2005) a obtenu la relation suivante entre le module élastique du sol (E) et le DCPI :

$$\log(E(MPa)) = 3,65 - 1,17 \log(DCPI) \quad [2.23]$$

Où $DCPI$ = Résistance à la pénétration au DCP (mm/coup)

Une corrélation similaire a été proposée par De Beer (1990) (d'après Alshibli *et al.*, 2005) :

$$\log(E(MPa)) = 3,05 - 1,07 \log(DCPI) \quad [2.24]$$

2.3.4 Relations entre l'indice DCP et le module rétro-calculé

Un des appareils les plus utilisés pour l'évaluation structurale des chaussées est le déflectomètre à masse tombante (FWD). Selon Livneh et Ishai (1987) (d'après Chen *et al.*, 1999), les résultats de ce type d'essai ont besoin d'être mis en corrélation ou calibrés avec la mesure physique des caractéristiques individuelles des différentes couches de la chaussée afin d'élaborer un processus d'évaluation fiable de la chaussée. Cela peut d'ailleurs être fait à l'aide d'essais destructifs supplémentaires comme le DCP. Beaucoup de programmes expérimentaux ont mené à l'élaboration de diverses relations entre l'indice DCP et le module rétro-calculé, dont voici quelques-uns des exemples les plus significatifs.

- Afin d'élaborer une relation entre le module réversible du sol d'infrastructure rétro-calculé à partir d'essais FWD et l'indice DCP, Chen *et al.* (1999) ont sélectionné six sections de routes variant de 6 à 23 km de long reposant sur des sols de type CL et ML. De 20 à 40 essais au DCP ont été effectués sur chacune des sections, tandis que des essais au FWD ont été pratiqués à tous les 100 m. La charge visée avec le FWD était de 40 kN et 7 géophones espacés de 300 mm ont été utilisés pour enregistrer les déflexions. Seuls les bassins de déflexion pour lesquels l'erreur RMS (Root Mean Square Error) du rétro-calcul était inférieure à 3 % ont été considérés pour établir la corrélation. Une analyse statistique a été effectuée afin de déterminer le modèle mathématique donnant la meilleure corrélation. C'est avec le modèle de puissance que les chercheurs ont obtenu les résultats les plus encourageants. La corrélation développée est donnée par la relation suivante :

$$M_{FWD}(MPa) = 338 DCPI^{-0,39} \quad R^2 = 0,42 ; N = 140 \quad [2.25]$$

Où $DCPI$ = Résistance à la pénétration au DCP (mm/coup)

Cependant, cette relation est limitée à des sols d'infrastructure dont les valeurs d'indice DCP se situent entre 10 et 60 mm/coup et les valeurs CBR, entre 5 et 30 %. Aussi, mentionnons que les modules issus de la corrélation doivent être multipliés par 0,33 pour être compatibles avec les modules d'infrastructure utilisés dans les équations de l'AASHTO.

- Chai et Roslie (1998) (d'après Amini, 2003) ont établi une relation entre le module du sol d'infrastructure rétro-calculé et le DCPI :

$$E_{back} (MN / m^2) = 2\,224 DCPI^{-0,996} \quad [2.26]$$

Où $DCPI$ = Nb coups par 300 mm de pénétration

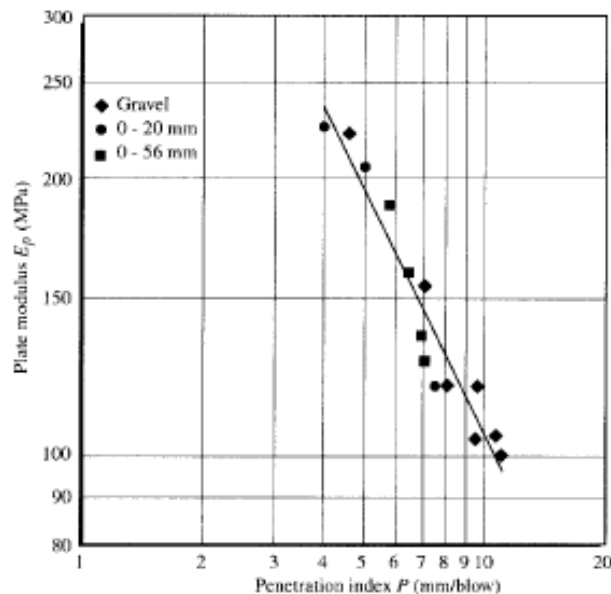
- Des tests expérimentaux faits par Alshibli *et al.* (2005) au Louisiana Transportation Research Center sur une large variété de sols ont mené à la corrélation inverse suivante :

$$E_{FWD} (MPa) = 2\,191,4 / DCPI \quad R^2 = 0,72 \quad [2.27]$$

- Konrad et Lachance (2001) ont trouvé une relation entre le DCPI et le module élastique rétro-calculé à partir d'essais de chargement de plaque (E_p) pour des granulats non liés et des sols granulaires naturels. Cette relation, illustrée à la figure 2.13, est exprimée par l'équation suivante :

$$\log(E_p (MPa)) = -0,884 \log(DCPI) + 2,906 \quad R^2 = 0,92 ; N = 14 \quad [2.28]$$

Où l'indice de pénétration est celui pour un cône de 51 mm de diamètre et un marteau de 63,5 kg ayant une hauteur de chute de 760 mm, ce qui correspond à une énergie de 473 J ou 24,1 J/cm².



**Figure 2.13 : Corrélation entre l'indice DCP et le module de plaque
(D'après Konrad et Lachance, 2001)**

2.3.5 Relations entre les mesures du CPT et le module réversible

Mohammad *et al.* (2000) (d'après Amini, 2003) ont fait une étude sur l'évaluation du module réversible des sols d'infrastructure en utilisant l'essai au pénétromètre à cône statique (CPT). Ils ont choisi deux différents types de sols d'infrastructure cohésifs pour des essais en laboratoire et sur le terrain, soit une argile silteuse provenant d'un remblai et un dépôt naturel d'argile raide. La relation préliminaire suivante a été établie :

$$M_R = aq_c^n + bf_c + cw + d\rho_d + e \quad [2.29]$$

Où

- M_R = Module réversible
- q_c = Résistance au cône
- f_c = Résistance frictionnelle
- w = Teneur en eau
- ρ_d = Densité sèche
- n = Un entier (1, 2 ou 3)
- a, b, c, d et e = Constantes déterminées par une analyse de régression

La résistance au cône (q_c) a aussi été mise en relation avec le module élastique équivalent (E) des sols par plusieurs chercheurs. Schmertmann (1970) (d'après Amini, 2003) a donné une corrélation simple pour les sables :

$$E = 2 q_c \quad [2.30]$$

Trofimemkov (1974) (d'après Amini, 2003) a donné les corrélations suivantes pour le module contrainte-déformation dans les sables et les argiles :

$$E = 3 q_c \quad (\text{pour les sables}) \quad [2.31]$$

$$E = 7 q_c \quad (\text{pour les argiles}) \quad [2.32]$$

2.3.6 Relations entre l'indice DCP et le module réversible

- Hassan (1996) (d'après Amini, 2003) a indiqué que la corrélation du module réversible (M_R) avec l'indice DCP est significative lorsque la teneur en eau est optimale, mais non significative lorsque la teneur en eau est optimale à $\pm 2,0$ %. Il a élaboré un modèle de régression simple ayant la forme suivante :

$$M_R (\text{psi}) = 7\,013,065 - 2\,040,783 \ln(\text{DCPI}) \quad [2.33]$$

Où DCPI = Résistance à la pénétration au DCP (pouces/coup)

- George et Uddin (2000) ont établi, à l'aide d'une corrélation multiple, une relation entre le module réversible, l'indice DCP et certains paramètres physiques pour des sols à grains fins :

$$M_R = a_0 (\text{DCPI})^{a_1} (\gamma_{dr}^{a_2} + (LL/w_c)^{a_3}) \quad R^2 = 0,71 \quad [2.34]$$

Où M_R = Module réversible (MPa)
 DCPI = Indice de pénétration (mm/coup)
 γ_{dr} = Ratio de densité
 (densité sur le terrain/densité sèche maximale)
 w_c = Teneur en eau actuelle (%)
 LL = Limite de liquidité (%)
 a_0, a_1, a_2 et a_3 = Coefficients de régression
 ($a_0 = 27,86$; $a_1 = -0,114$; $a_2 = 7,82$ et $a_3 = 1,925$)

Pour les sols à grains grossiers, la relation prend plutôt la forme suivante :

$$M_R = a_0 (\text{DCPI} / \log(c_u))^{a_1} (w_{cr}^{a_2} + \gamma_{dr}^{a_3}) \quad R^2 = 0,72 \quad [2.35]$$

Où M_R = Module réversible (MPa)
 DCPI = Indice de pénétration (mm/coup)
 c_u = Coefficient d'uniformité
 w_{cr} = Ratio de teneur en eau
 (teneur en eau sur le terrain/teneur en eau optimale)
 γ_{dr} = Ratio de densité
 (densité sur le terrain/densité sèche maximale)
 a_0, a_1, a_2 et a_3 = Coefficients de régression
 ($a_0 = 90,68$; $a_1 = -0,305$; $a_2 = -0,935$ et $a_3 = 0,674$)

Il faut préciser que les sols ont été divisés en deux groupes, soit les sols à grains fins et les sols à grains grossiers, car ces derniers avaient un comportement très distinct. Il est à noter qu'un sol est considéré comme étant à grains fins lorsque son pourcentage de particules fines (i.e. diamètre inférieur à 80 μm) est supérieur à 50 %.

- George et Uddin (2000) ont aussi fourni des relations plus simples entre le module réversible et l'indice DCP afin d'être capables de corrélérer le module réversible en temps réel. La relation suivante a été élaborée pour les sols à grains fins :

$$M_R = 532,1 DCPI^{-0,492} \quad R^2 = 0,40 \quad [2.36]$$

Pour les sols à grains grossiers, la relation prend plutôt la forme suivante :

$$M_R = 235,3 DCPI^{-0,475} \quad R^2 = 0,40 \quad [2.37]$$

Il n'est pas surprenant que les R^2 des équations 2.36 et 2.37 soient relativement faibles comparativement à ceux des équations 2.34 et 2.35. Le fait d'enlever des variables aux modèles, comme la teneur en eau, la densité et d'autres propriétés physiques importantes, est la principale raison qui explique les faibles coefficients de régression obtenus. Cependant, être capable de calculer le module réversible du sol d'infrastructure en temps réel vient contrer, en quelque sorte, le manque d'exactitude de ces équations.

2.3.7 Autres relations

- Siekmeier *et al.* (1999) (d'après Amini, 2003) ont analysé la corrélation entre les résultats DCP et la compaction des sols composés d'un mélange de sable argileux et silteux. Ils ont tout d'abord mis en relation le DCPI et la valeur CBR. Cette dernière a ensuite été reliée au module en utilisant les relations que l'on trouve dans la documentation. En examinant les relations entre le module et le pourcentage de compaction, les chercheurs ont conclu qu'il n'existe pas de rapport significatif entre les résultats du DCP et le pourcentage de compaction, notamment parce que l'écart typique des mélanges de sol sur le terrain n'est pas parfaitement uniforme.

- Siekmeier *et al.* (1999) (d'après Amini, 2003) ont aussi étudié la corrélation entre les résultats DCP et la compaction des sols composés d'un mélange de sable et de gravier avec moins de 10 % de fines. En procédant de la même manière que précédemment, ils sont arrivés à la conclusion qu'il existe une corrélation entre les résultats DCP et le pourcentage de compaction. Ainsi, pour ce type de sol bien particulier, le DCP peut être utilisé sur le terrain pour faire des essais de contrôle.

La section 2.3 démontre bien que le DCP est un outil très polyvalent qui, lorsque jumelé à des corrélations, permet de déterminer plusieurs caractéristiques de base des couches de la chaussée sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des essais destructifs longs et coûteux. Toutefois, très peu de relations répertoriées dans la documentation considèrent les caractéristiques des sols et souvent, ces relations ne s'appliquent qu'à une plage de valeurs très limitée. Ainsi, il est fondamental d'élaborer des modèles complets représentatifs des sols rencontrés au Québec afin d'assurer une bonne exploitation des résultats obtenus à l'aide du DCP. Les corrélations établies dans le contexte de la présente étude permettront de combler cette lacune en définissant la relation entre la résilience et la résistance pour différents types de sols.

CHAPITRE III

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1 Méthodologie et paramètres considérés dans l'élaboration des modèles

Le présent programme expérimental a été développé à partir de travaux antérieurs et, entre autres, d'une étude faite par Lambert, Fleming et Frost (2006) portant sur l'évaluation de matériaux granulaires (section 2.1.3). Il est divisé en deux principales sections. La première consiste en la réalisation d'essais de laboratoire sur cinq sols pulvérulents reconstitués (GP, SP, SM, GM et SC) et la seconde, en la réalisation d'essais de terrain sur dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents rencontrés au Québec ainsi que sur chacune des quatre fosses du SERUL. Il est à noter que, pour les sols pulvérulents reconstitués, les classifications visées ne sont pas fondamentales, car l'objectif est plutôt d'obtenir une gamme étendue de sols régulièrement rencontrés au Québec. Pour chaque type de sol, des essais de caractérisation géotechnique et comportementale doivent être effectués. Les essais de caractérisation géotechnique comprennent la détermination de la granulométrie, des limites de consistance, de la densité des grains solides et de la valeur CBR. Les essais de caractérisation comportementale permettent, quant à eux, de déterminer les indices de pénétration (obtenus avec un DCP de 8 kg), les modules rétro-calculés (obtenus avec un FWD portable Prima 100) et les résistances au cisaillement non drainé (obtenues avec un scissomètre de chantier). La teneur en eau et la masse volumique *in situ* doivent également être déterminées afin de connaître l'état des sols testés.

Les résultats obtenus en laboratoire et sur le terrain seront analysés afin d'élaborer des modèles selon le type de sol étudié. Les corrélations seront établies à l'aide de 44 observations, à savoir 20 qui seront issues des essais de laboratoire et 24, des essais de terrain.

3.1.1 Matrice des essais et paramètres visés

Le tableau 3.1 présente une synthèse des essais et des paramètres visés.

Tableau 3.1 : Essais et paramètres visés

Type de sol	État	Essais de caractérisation										
		Géotechnique					Comportementale					
		G	w _L /w _p	d _s	w _{opt} / ρ _{d max}	CBR	DCPI	E _{FWD}	C _u	w	ρ	
	Lâche saturé						✓	✓				
5 pulvérulents (laboratoire) (20 observations)	Lâche drainé	✓	✓*	✓	✓		✓	✓		✓	✓	
	Dense saturé					✓	✓	✓				
	Dense drainé						✓	✓		✓	✓	
10 cohérents (terrain) (20 observations)	Point A	✓	✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓	
	Point B	✓	✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓	
4 fosses du SERUL (terrain) (4 observations)	Point A	✓	✓*	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	Point B*											

* Si applicable

G = Granulométrie par tamisage et sédimentation; w_L/w_p = Limites de consistance; d_s = Densité des grains solides; w_{opt} = Teneur en eau optimale; ρ_{d max} = Masse volumique sèche maximale; CBR = Indice de portance californien; DCPI = Indice de pénétration; E_{FWD} = Module rétro-calculé; C_u = Résistance au cisaillement non drainé; w = Teneur en eau; ρ = Masse volumique.

3.2 Description des essais de laboratoire

Les essais de laboratoire ont été effectués sur cinq sols pulvérulents reconstitués : un sable à granulométrie faiblement étalée (SP), un gravier à granulométrie faiblement étalée (GP), un sable silteux (SM), un gravier silteux (GM) ainsi qu'un sable argileux (SC). Pour chacun de ces sols, quatre états ont été créés : « lâche et saturé », « lâche et drainé », « dense et saturé » et « dense et drainé ». La section 3.2.2 décrit la série d'essais qui ont été réalisés pour chacun des états. Cette activité permet d'obtenir 20 observations sur lesquelles seront basés une partie des modèles élaborés.

3.2.1 Description de l'équipement

Les essais de laboratoire ont été réalisés dans une cuve de plastique de 1,2 m de diamètre et de 1,3 m de hauteur. Un piézomètre donne le niveau de l'eau dans la cuve et une valve permet d'en drainer l'eau. Une couche de 20 cm de pierres nettes recouvertes d'un géotextile est installée au fond de la cuve afin de faciliter le drainage.



Figure 3.1 : Cuve d'essais et couche de fond

3.2.2 Protocole

Remplissage de la cuve avec le sol lâche

Si le sol à l'étude contenait moins de 12 % de particules fines, la cuve a été remplie en couches successives de 20 cm légèrement densifiées à l'aide d'un pilon de bois jusqu'à ce que l'épaisseur du sol dans la cuve soit de 1 m (± 10 cm) (figure 3.2). Si le sol à l'étude contenait plus de 12 % de particules fines, la cuve a été remplie en couches successives de 20 cm compactées à l'aide d'une plaque circulaire de 10 cm de diamètre fixée à un marteau vibrant (figure 3.6). La mise en place du sol a été effectuée selon une procédure de compaction détaillée incluant un patron de chargement et un temps d'application définis. L'épaisseur finale du sol dans la cuve était de 1 m (± 10 cm).



Figure 3.2 : Mise en place du sol avec le pilon de bois

Saturation du sol

Afin d'atteindre l'état saturé, la cuve contenant le sol doit être remplie d'eau. Pour assurer la saturation complète du sol, une période de repos d'au minimum 24 h est requise (figure 3.3).

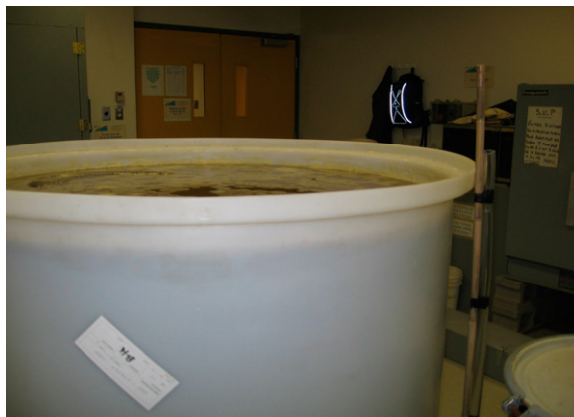


Figure 3.3 : Saturation du sol

Essais pour l'état « lâche et saturé »

Avant de réaliser les essais, le niveau d'eau a été abaissé à 75 mm sous la surface du sol afin d'obtenir une mince couche de sol drainé plus stable, ce qui facilite les manipulations. L'essai FWD a été réalisé au centre de la cuve en utilisant une plaque de 300 mm de diamètre et avec le géophone en contact avec la surface du sol (figure 3.4). Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Par la suite, une moyenne des résultats obtenus pour les trois chutes suivantes a été calculée. L'essai DCP a été réalisé à trois endroits distincts dans la cuve, soit à 2 h, à 6 h et à 10 h (en prenant un cadran d'horloge comme référence angulaire). Les essais ont été réalisés à mi-rayon, soit à 30 cm du centre de la cuve.

Drainage du sol

Afin d'atteindre l'état drainé, la valve de la cuve doit être ouverte. Le sol est considéré comme drainé lorsque le niveau d'eau ne monte plus dans le piézomètre une fois la valve fermée. Pour minimiser l'évaporation, une toile de polythène a été installée sur la cuve au moment du drainage (figure 3.4).



Figure 3.4 : Essai au déflectomètre à masse tombante (en laboratoire)

Essais pour l'état « lâche et drainé »

Les essais effectués pour l'état « lâche et drainé » ont été les mêmes que ceux effectués pour l'état « lâche et saturé ». Les méthodes d'opération étaient identiques, mis à part l'essai DCP qui a été réalisé à 4 h, à 8 h et à 12 h (en prenant un cadran d'horloge comme référence angulaire).

Détermination de la densité et de la teneur en eau

Afin de bien caractériser le sol lâche et connaître le gradient de teneur en eau au moment des essais, la densité et la teneur en eau ont été déterminées dès la fin des essais sur le sol dit « lâche et drainé » et ce, à plusieurs niveaux dans la cuve. La densité du sol a été mesurée à l'aide de l'essai au cône de sable (ASTM D 1556-90) en surface, à l'endroit où a été réalisé l'essai FWD ainsi qu'à mi-rayon (figure 3.5). Ensuite, la mesure a été prise à 30 cm et à 60 cm sous la surface, toujours entre les emplacements des essais DCP afin que le sol testé ne soit perturbé par aucun des essais réalisés. Quant à la teneur en eau, elle a été mesurée (ASTM D 2216-98) en surface, puis à tous les 15 cm afin d'établir le gradient sur toute la hauteur de la cuve.



Figure 3.5 : Essai au cône de sable (en laboratoire)

Remplissage de la cuve avec le sol dense

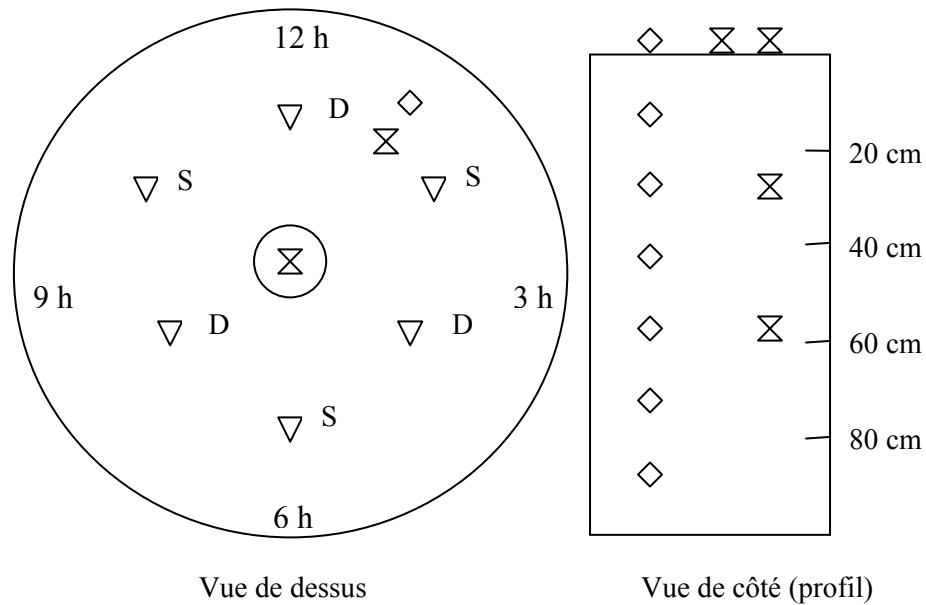
La cuve a été remplie en couches successives de 15 cm compactées à l'aide d'une plaque circulaire de 10 cm de diamètre fixée à un marteau vibrant. La mise en place du sol a été effectuée selon une procédure de compaction détaillée incluant un patron de chargement et un temps d'application définis. L'épaisseur finale du sol dans la cuve était de 1 m (± 10 cm) (figure 3.6).



Figure 3.6 : Mise en place du sol avec le marteau vibrant

Essais pour les états « dense et saturé » et « dense et drainé »

Les essais pour les états « dense et saturé » et « dense et drainé » ont été sensiblement les mêmes que ceux effectués pour les états « lâche et saturé » et « lâche et drainé ». Seul le léger rabaissement du niveau d'eau par rapport à la surface n'a pas été nécessaire, car la portance du sol dense est supérieure à celle du sol lâche. Pour ce qui est de la densité et de la teneur en eau, leur détermination a été effectuée de la même façon que précédemment. Une récapitulation des essais de laboratoire avec leur emplacement se trouve à la figure 3.7.



LÉGENDE

○ : FWD ▽ : DCP ◇ : w X : ρ S / D : État saturé / État drainé

Figure 3.7 : Emplacement des essais de laboratoire

3.3 Description des essais de terrain

Les essais de terrain ont été effectués sur dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois ainsi qu'au SERUL sur chacune des quatre fosses présentant un sol d'infrastructure différent. Pour chacun des sites choisis, les essais ont été réalisés à deux endroits distincts nommés « point haut » (teneur en eau théorique faible) et « point bas » (teneur en eau théorique élevée) et ce, dans une tranchée dégagée jusqu'au sol d'infrastructure en utilisant une pelle rétrocaveuse. Dans le cas des fosses du SERUL, les essais n'ont été réalisés qu'à un seul niveau et ce, pour chacun des quatre sols d'infrastructure différents. Cette activité a pour but d'obtenir des points supplémentaires pour l'élaboration des modèles. La section 3.3.1 décrit la série d'essais qui ont été réalisés dans chacune des tranchées. Cette activité permet d'obtenir 24 observations sur lesquelles seront basés une partie des modèles élaborés.

3.3.1 Emplacement des essais

La figure 3.8 présente l'emplacement des essais à réaliser dans chacune des tranchées.

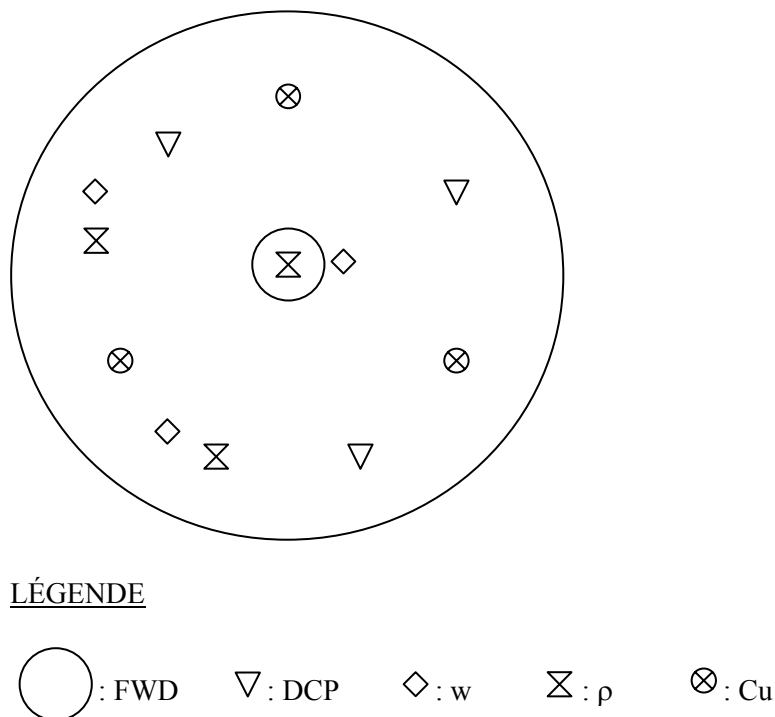


Figure 3.8 : Emplacement des essais de terrain

3.3.2 Protocole

Tout d'abord, l'essai FWD a été réalisé au centre de la première tranchée nommée « point bas » en utilisant une plaque de 300 mm de diamètre et avec le géophone en contact avec la surface du sol (figure 3.9). Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Par la suite, une moyenne des résultats obtenus pour les trois chutes suivantes a été calculée.



Figure 3.9 : Essai au déflectomètre à masse tombante (sur le terrain)

L'essai DCP a été réalisé à trois endroits distincts dans la tranchée (figures 3.8 et 3.10).



Figure 3.10 : Essai au pénétromètre à cône dynamique

Pour les sites à sol cohérent, trois essais au scissomètre (NQ 2501-200) ont été faits (figures 3.8 et 3.11). Pour chacun d'eux, la résistance au cisaillement non drainé a été évaluée à trois profondeurs différentes, soit 200 mm, 400 mm et 600 mm. Il est à noter que cet essai n'a pas été réalisé dans le cas des fosses du SERUL, car il s'agit de sols pulvérulents.



Figure 3.11 : Essai au scissomètre

Afin de bien caractériser le sol testé, la densité et la teneur en eau ont été déterminées à l'aide de l'essai au cône de sable (ASTM D 1556-90) en surface, à l'endroit où a été réalisé l'essai FWD ainsi qu'à deux autres endroits distincts dans la tranchée (figures 3.8 et 3.12).



Figure 3.12 : Essai au cône de sable (sur le terrain)

Finalement, des échantillons ont été prélevés afin de réaliser des essais de caractérisation géotechnique en laboratoire. Ce protocole a été répété pour une deuxième tranchée nommée « point haut », légèrement moins profonde que la précédente.

3.4 Description des essais de caractérisation géotechnique

Les essais de caractérisation géotechnique ont pour but d'évaluer les propriétés physiques des sols testés en laboratoire et sur le terrain. L'organigramme suivant présente les divers essais réalisés selon le type de sol :

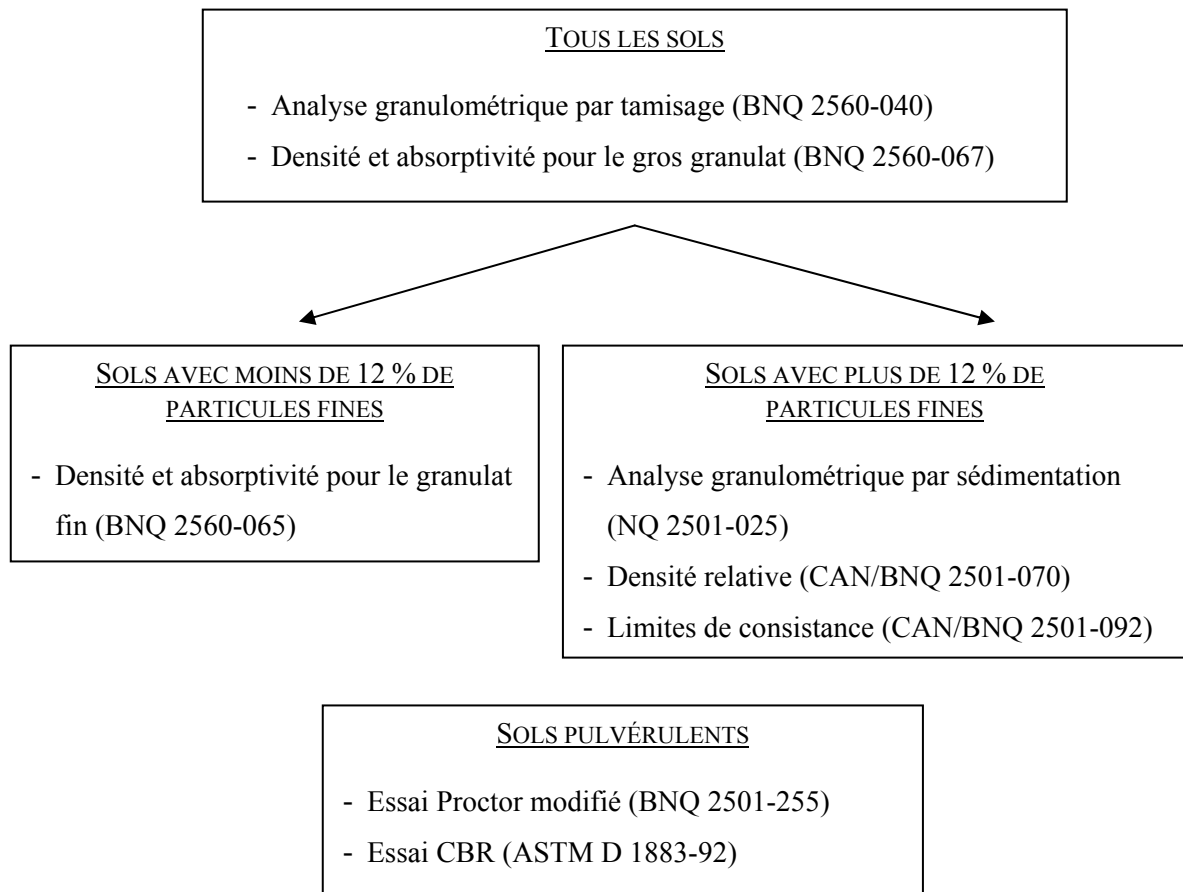


Figure 3.13 : Organigramme des essais de caractérisation géotechnique

CHAPITRE IV

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

4.1 Résultats du programme expérimental réalisé en laboratoire

Les essais de laboratoire ont été effectués sur quatre sols pulvérulents reconstitués : un sable à granulométrie faiblement étalée (SP), un gravier à granulométrie faiblement étalée (GP), un sable silteux (SM) ainsi qu'un gravier silteux (GM). Des essais étaient aussi prévus pour un sable argileux (SC). Toutefois, comme il était impossible d'atteindre les conditions du programme expérimental désirées, en particulier en ce qui a trait à la compaction et à la saturation de ce type de sol, les essais ont été remplacés par d'autres comparables sur le terrain (section 4.2.2).

4.1.1 Essais de caractérisation géotechnique

Granulométrie

Pour chacun des sols pulvérulents reconstitués, trois analyses granulométriques par tamisage (BNQ 2560-040) et sédimentation (NQ 2501-025) (sols SM et GM seulement) ont été réalisées afin d'établir une courbe granulométrique moyenne (figure 4.1).

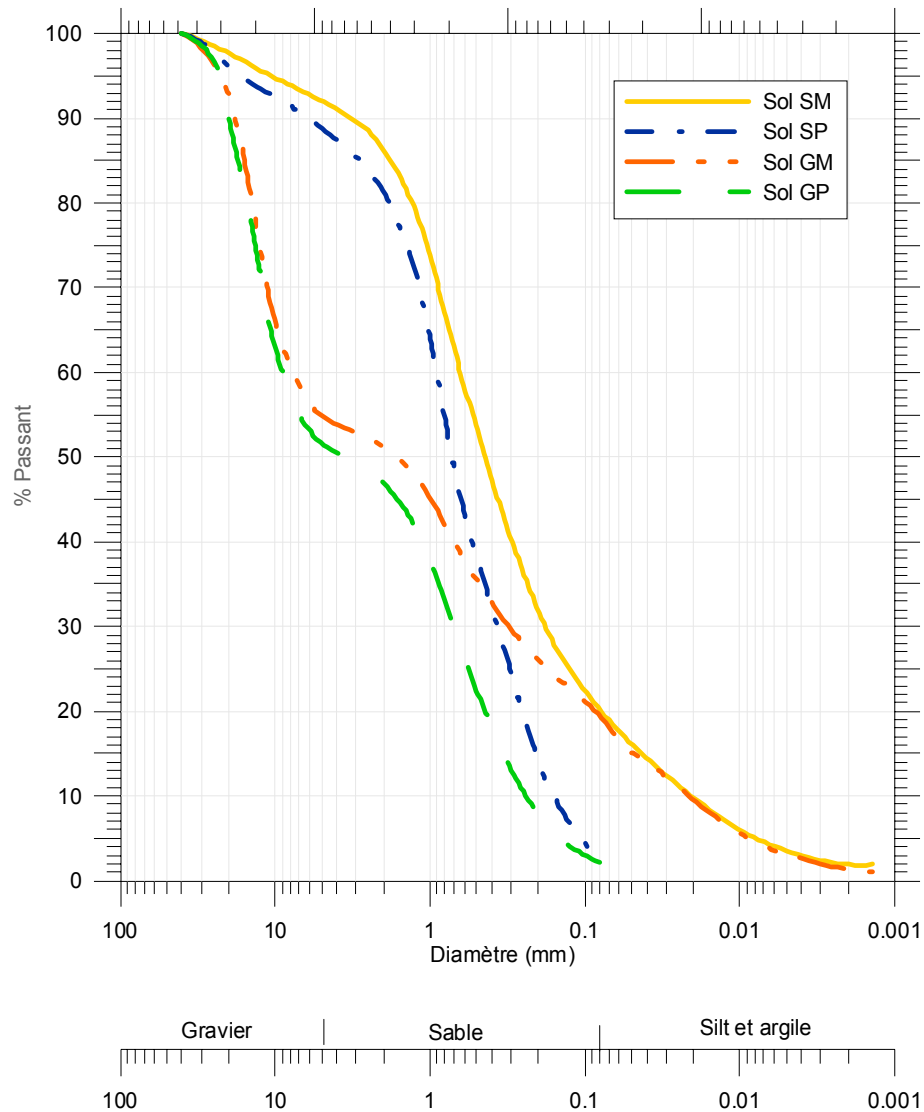


Figure 4.1 : Courbes granulométriques (sols SP, GP, SM et GM)

Limites de consistance

Selon le système de classification unifiée des sols (USCS), les limites de consistance des sols contenant plus de 12 % de particules fines doivent être évaluées. Comme les sols SM et GM contiennent respectivement 20,1 % et 19,4 % de fines, leurs limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_P) (CAN/BNQ 2501-092) ont été déterminées sur la fraction passant le tamis 400 μm . Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 4.1 ainsi que sur un abaque de plasticité de Casagrande (figure 4.2) afin de faciliter l'analyse.

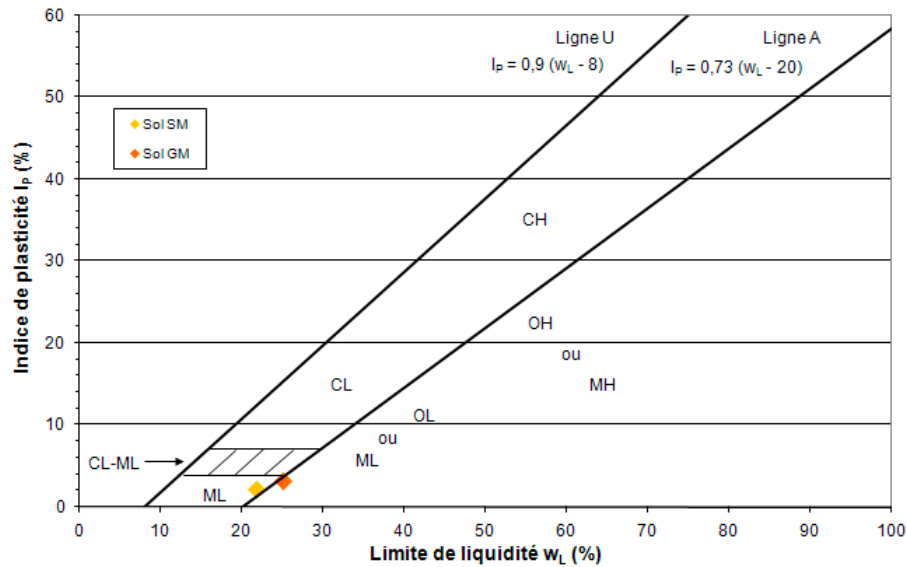


Figure 4.2 : Indices de plasticité et limites de liquidité (sols SM et GM)

Densité des grains solides

La densité des grains solides (d_s) de chacun des sols a été déterminée en faisant des essais de densité du gros granulat (BNQ 2560-067) et du granulat fin (BNQ 2560-065) (sols SP et GP) ou de densité relative (CAN/BNQ 2501-070) (sols SM et GM). Le tableau 4.1 présente les résultats obtenus.

Essai Proctor modifié

La relation entre la teneur en eau et la masse volumique sèche de chacun des sols (voir l'annexe I) a été évaluée à l'aide de l'essai Proctor modifié (BNQ 2501-255). Les diverses valeurs de teneur en eau optimale (w_{opt}) et de masse volumique sèche maximale ($\rho_{d\ max}$) obtenues sont indiquées au tableau 4.1.

Valeur CBR

La valeur CBR (ASTM D 1883-92) de chacun des sols a également été déterminée à 2,54 mm ($CBR_{2,54}$) et à 5,08 mm ($CBR_{5,08}$) de pénétration (voir l'annexe II). Il est à noter que, selon la norme, la valeur CBR à considérer pour un sol est normalement celle à 2,54 mm de pénétration. Quand le rapport à 5,08 mm est plus élevé, il est conseillé de refaire les tests. Si les résultats obtenus sont identiques, c'est la valeur CBR à 5,08 mm de pénétration qui doit être utilisée. Les valeurs CBR des sols SP, GP, SM et GM sont présentées au tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Résultats des essais de caractérisation géotechnique (sols SP, GP, SM et GM)

Sol	% Fines (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	d _{s (app)} -	w _{opt} (%)	ρ _{d max} (Mg/m ³)	CBR _{2,54} (%)	CBR _{5,08} (%)
SP	2,3	-	-	-	2,64	10,5	1,90	28,8	34,4
GP	2,1	-	-	-	2,69	5,2	2,17	203,5	256,1
SM	20,1	21,8	19,7	2,1	2,73	6,7	2,14	45,5	57,3
GM	19,4	25,1	21,9	3,2	2,72	4,3	2,28	92,1	105,7

4.1.2 Essais de caractérisation comportementale

Pénétromètre à cône dynamique

Pour les états « lâche et saturé » et « dense et saturé », les essais DCP ont été réalisés à trois endroits distincts dans la cuve, soit à 2 h, à 6 h et à 10 h (en prenant un cadran d'horloge comme référence angulaire). Pour les états « lâche et drainé » et « dense et drainé », les essais DCP ont plutôt été faits à 4 h, à 8 h et à 12 h. Les courbes d'indice de pénétration (DCPI) en fonction de la profondeur obtenues pour chaque état sont présentées à l'annexe III et la figure 4.3 en donne un exemple. Les moyennes des valeurs mesurées entre 200 mm et 600 mm pour les sols SP, GP, SM et GM se trouvent au tableau 4.3.

La borne inférieure de l'intervalle pour lequel les indices de pénétration ont été calculés, soit entre 200 mm et 600 mm, a été choisie en considérant la distance de mise en place requise par le DCP, qui est d'environ 200 mm. Quant à la borne supérieure, elle a été déterminée à l'aide du modèle de Boussinesq, plus précisément en considérant la profondeur d'influence approximative d'une charge uniformément distribuée sur une plaque souple. Grâce à ce modèle, il est possible de déterminer la contrainte verticale en fonction de la profondeur. Pour ce projet, la profondeur d'influence de la charge FWD a été déterminée en se basant sur un niveau de contrainte verticale résiduelle de 10 % ($\sigma_z/\sigma_0 \times 100$). Ainsi, si une plaque de 0,15 m de rayon (essai FWD) est considérée, un niveau de contrainte résiduelle de 10 % est obtenu pour une profondeur d'environ 600 mm. C'est donc pour cette raison que l'analyse DCP a été faite jusqu'à cette valeur cible.

Dans quelques cas, la distance de mise en place requise par le DCP était supérieure à 200 mm. Cette situation a notamment été observée lorsque l'enfoncement initial était de plus de 100 mm. Le DCPI a alors dû être calculé à partir d'une borne inférieure supérieure à 200 mm. Aussi, certains essais n'ont pas été possibles en condition saturée, car la tige s'enfonçait sous son propre poids dans le sol. Ces valeurs ont tout de même été estimées et sont présentées au tableau 4.3.

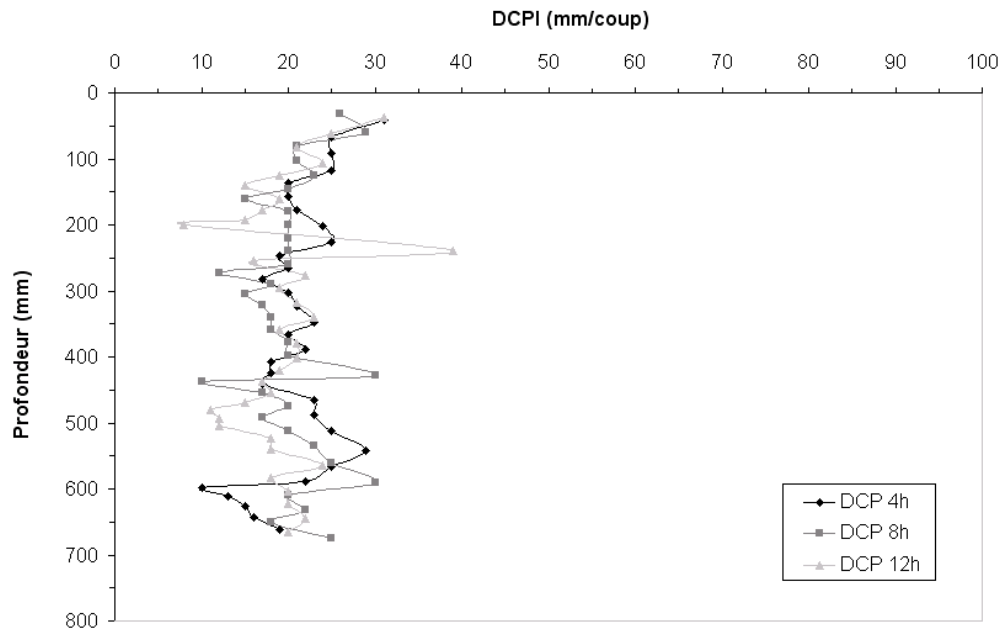


Figure 4.3 : Essai au DCP (sol SM « dense et drainé »)

Déflexomètre à masse tombante

L'essai FWD a été réalisé au centre de la cuve en utilisant une plaque de 300 mm de diamètre et avec le géophone en contact avec la surface du sol. Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Les courbes de contrainte en fonction de la déflexion obtenues pour chaque état sont présentées à l'annexe IV. Les modules (E_{FWD}) obtenus pour les sols SP, GP, SM et GM à une contrainte de 50 kPa se trouvent au tableau 4.3. Précisons que la valeur de E_{FWD} a été interpolée à partir des résultats de déflexion obtenus et à l'aide des équations de Boussinesq.

Le niveau de contrainte pour lequel les modules ont été calculés, soit 50 kPa, a été choisi suite à une évaluation théorique de la contrainte verticale transmise au sol d'infrastructure (σ_z) pour le cas d'une chaussée typique ayant un faible volume de circulation. Ce calcul a été effectué avec le logiciel Winjulea pour deux différents types de sols d'infrastructure (GM-GC et SM-SC) et pour deux conditions de chargement (700 kPa sous un pneu simple et sous des pneus jumelés). Les principaux résultats de cette analyse sont présentés au tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Analyse Winjulea

Pneu simple		Pneus jumelés	
σ_z (kPa)		σ_z (kPa)	
GM-GC	SM-SC	GM-GC	SM-SC
50,7	38,6	44,7	34,9

LÉGENDE

Revêtement

$M_{R1} = 2000$ MPa

$h_1 = 60$ mm

Fondation

$M_{R2} = 200$ MPa

$h_2 = 150$ mm

Sous-fondation

$M_{R3} = 100$ MPa ;

$h_3 = 350$ mm (GM-GC)

$h_3 = 450$ mm (SM-SC)

$\mu = 0,35$

Pneu simple

Force par pneu : 49 480 N

Aire de contact : 70 686 mm²

Pneus jumelés

Force par pneu : 24 525 N

Aire de contact : 35 036 mm²

Distance entre les pneus jumelés : 332,7 mm

Teneur en eau et densité

Afin de bien caractériser le sol et connaître le gradient de teneur en eau au moment des essais, la densité (ASTM D 1556-90) et la teneur en eau (ASTM D 2216-98) ont été mesurées dès la fin des essais drainés et ce, à plusieurs niveaux dans la cuve. Les gradients de teneur en eau obtenus sont présentés à l'annexe V et la figure 4.4 en donne un exemple. La teneur en eau moyenne (w) entre 200 mm et 600 mm de profondeur, la masse volumique moyenne (ρ) ainsi que la masse volumique sèche moyenne (ρ_d) obtenues pour chacun des états sont présentées au tableau 4.3. Pour les états saturés, les valeurs de w , ρ et ρ_d ont été calculées à partir des équations suivantes :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad [4.1]$$

$$w = \frac{\rho_w S_r e}{\rho_s} \quad [4.2]$$

$$\rho = \rho_d (1 + w) \quad [4.3]$$

Où

- e = Indice des vides
- ρ_s = Masse volumique des grains solides
- ρ_w = Masse volumique de l'eau
- S_r = Degré de saturation

Pour des fins de simplification, les hypothèses suivantes ont été posées :

- L'indice des vides est considéré constant avec les variations de teneur en eau.
- La saturation du sol est de 100 % pour l'état saturé.

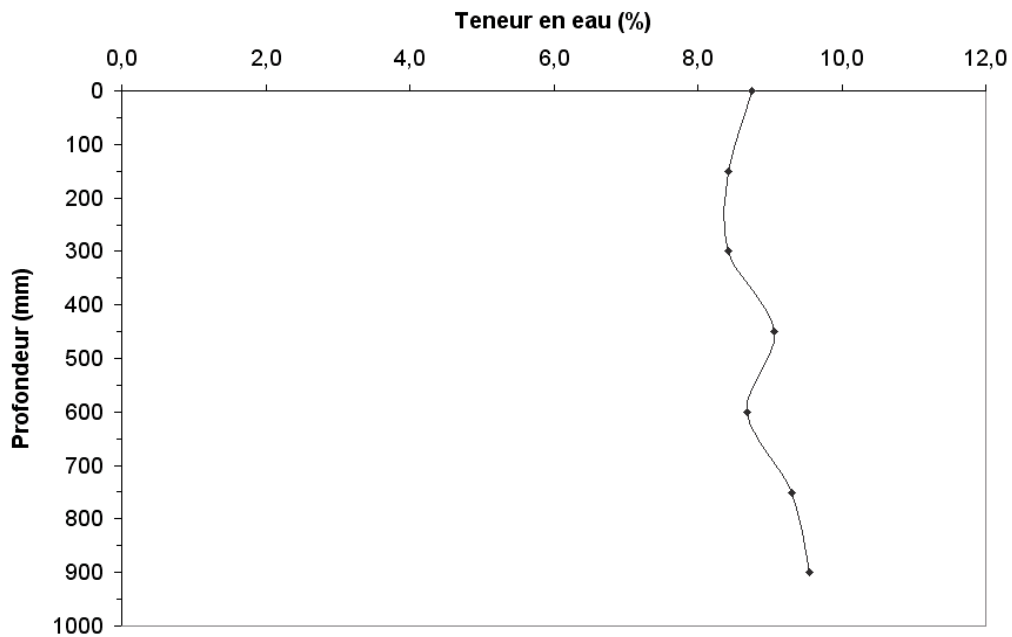


Figure 4.4 : Gradient de teneur en eau (sol SM « dense et drainé »)

Tableau 4.3 : Résultats des essais de caractérisation comportementale (sols SP, GP, SM et GM)

Sol	État	DCPI (mm/coup)	E _{FWD} (MPa)	w (%)	ρ (Mg/m ³)	ρ _a (Mg/m ³)
SP	Lâche	Saturé	250,0*	14,3	28,9	1,93
		Drainé	97,5	40,9	6,6	1,60
	Dense	Saturé	180,5	14,5	20,0	2,07
		Drainé	43,9	51,4	5,5	1,82
GP	Lâche	Saturé	250,0	13,0	15,1	2,20
		Drainé	46,0	43,6	5,3	2,01
	Dense	Saturé	113,0	24,6	12,6	2,26
		Drainé	28,2	44,5	3,8	2,09
SM	Lâche	Saturé	28,4	16,2	19,3	2,13
		Drainé	20,4	39,7	8,8	1,94
	Dense	Saturé	26,9	17,9	13,7	2,26
		Drainé	19,7	53,2	8,6	2,16
GM	Lâche	Saturé	20,9	11,2	19,7	2,12
		Drainé	14,2	110,8	6,7	1,89
	Dense	Saturé	28,1	16,0	7,9	2,42
		Drainé	14,3	148,4	7,7	2,41

* : Valeur estimée

4.2 Résultats du programme expérimental réalisé sur le terrain

Les essais de terrain ont été effectués sur dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois ainsi qu'au SERUL sur chacune des quatre fosses présentant un sol d'infrastructure différent. Il était prévu de réaliser les essais aux fosses SERUL uniquement à un endroit et ce, pour chacun des sols d'infrastructure. Cependant, comme les essais de laboratoire sur un sable argileux (SC) n'ont pas pu être faits, les essais aux fosses SERUL 1 et 2 ont dû être réalisés à deux reprises. En effet, ces fosses s'avéraient de bonnes « candidates » pour le remplacement, car elles sont également de type SC.

4.2.1 Sites à sol cohérent

4.2.1.1 Détermination des sites

Le tableau 4.4 décrit l'emplacement des dix sites à sol cohérent choisis pour l'élaboration des modèles. Il comprend également une brève description visuelle des sols analysés. Quant à la figure 4.5, elle localise l'ensemble des sites sur une image satellite du sud-est québécois.

Tableau 4.4 : Description des sites

Site	Description visuelle	Emplacement	Coordonnées GPS
1) St-Augustin	Argile grise et matière organique en surface; argile brune silteuse stratifiée verticalement en dessous.	Camping Juneau 153, ch. du Lac	NIL
2) St-Martin	Argile et silt. Sable brun (moyen à fin) avec horizon plus silteux en dessous.	Près du 427, rte 204	N 46°02'16.7'' W 70°39'48.0'' Alt. : 206 m
3) St-Alban	Sable graveleux en surface; argile grise très molle en dessous.	Rte St-Philippe	N 46°43'37.4'' W 72°05'36.0'' Alt. : 64 m
4) Donnacona	Sable et matière organique en surface; argile grise en dessous.	A-40 Est (Section 891125 SHRP)	N 46°42'01.6'' W 71°40'24.3'' Alt. : 75 m
5) St-Raymond	Alternance de silt argileux et de silt sableux en surface; silt argileux en dessous.	1733, rang Notre-Dame	NIL
6) St-Narcisse	Gravier, sable et matière organique en surface; argile grise-brune en dessous.	Rte 352 (À 150 m de la rte 359)	NIL
7) St-Maurice	Sable fin et matière organique en surface; argile grise en dessous.	Rte 352 (À 600 m du rang St-Alexis)	NIL
8) St-Célestin	Sable et gravier en surface; silt argileux en dessous.	Rte 155 (À 100 m du 6 ^e Rang)	NIL
9) Stoneham	Sable et matière organique en surface; silt et argile en dessous.	A-175 (Près du km 75)	NIL
10) St-Célestin 2	Sable silteux et matière organique en surface; argile silteuse et argile grise très molle en dessous. Sable et matière organique en surface; argile sableuse et argile grise en dessous.	Rue Lafond (À 200 m de la rue Richard)	NIL

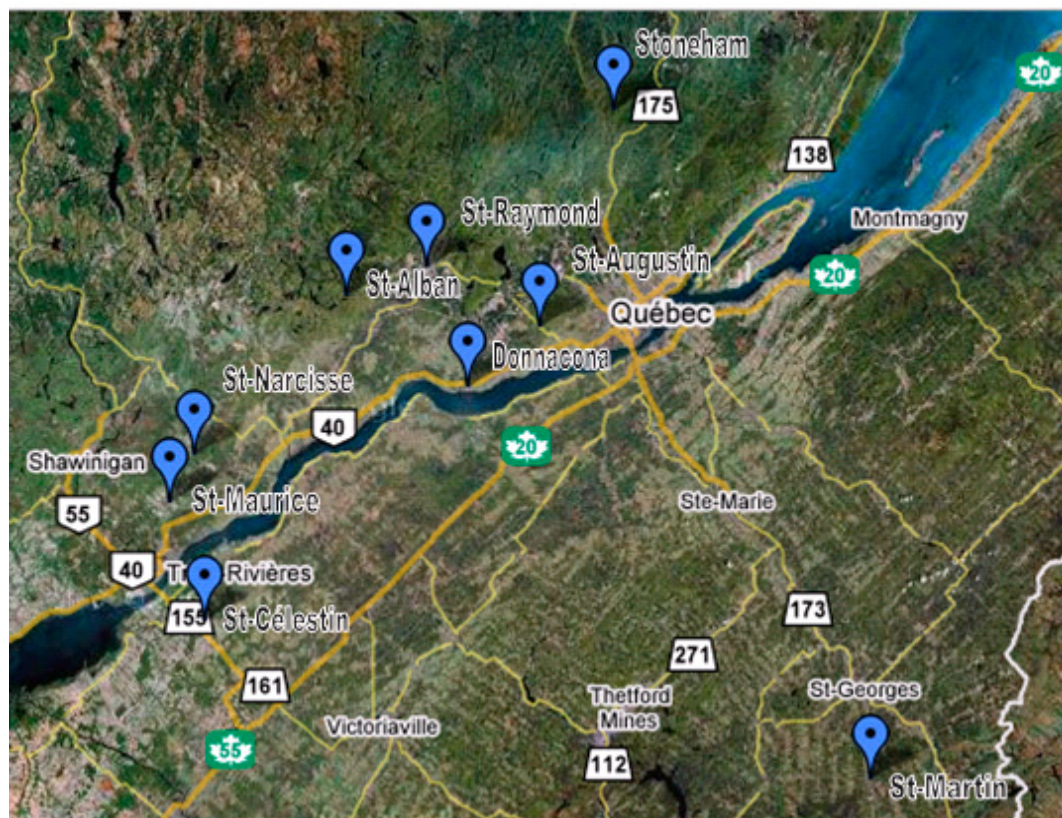


Figure 4.5 : Localisation des sites

4.2.1.2 Essais de caractérisation géotechnique

Granulométrie

Pour chacun des sols, trois analyses granulométriques par tamisage (BNQ 2560-040) et sédimentation (NQ 2501-025) ont été réalisées afin d'établir une courbe granulométrique moyenne (figures 4.6 et 4.7).

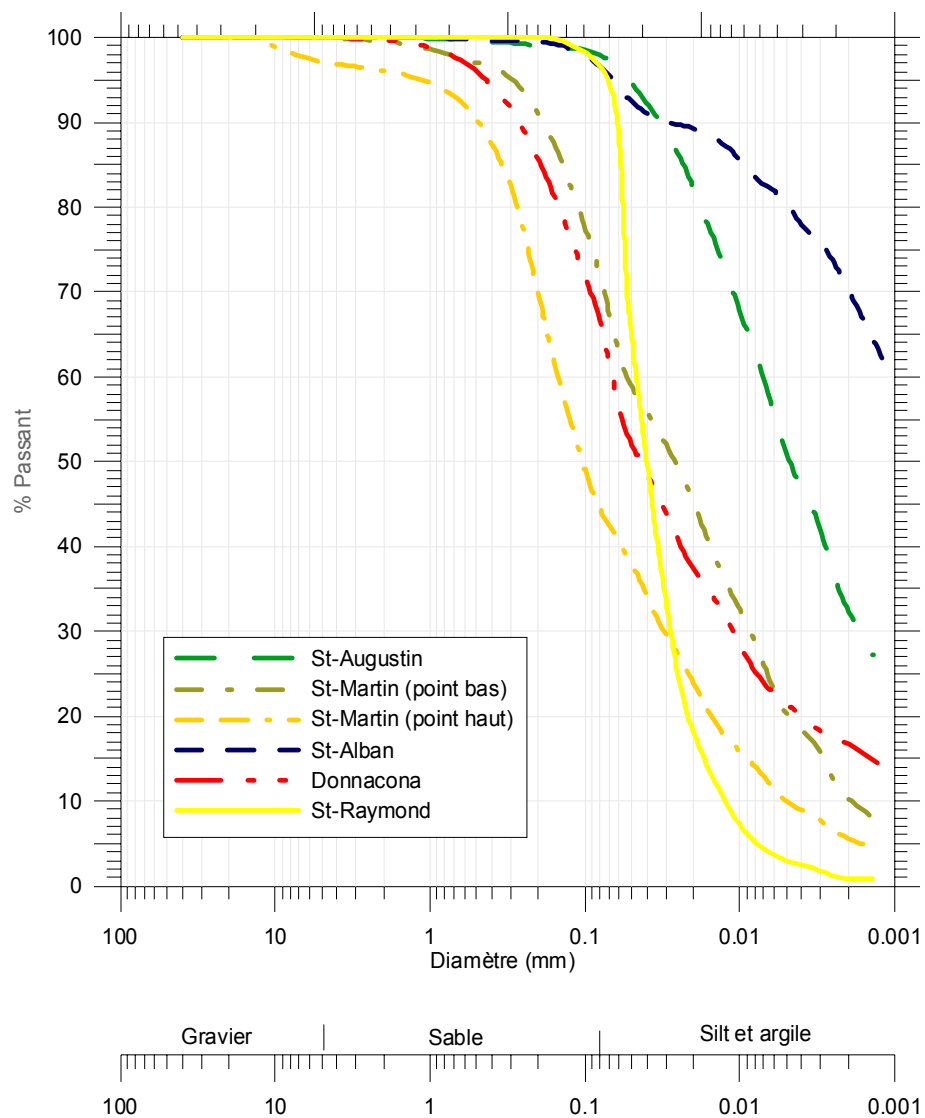


Figure 4.6 : Courbes granulométriques (sites à sol cohérent 1 à 5)

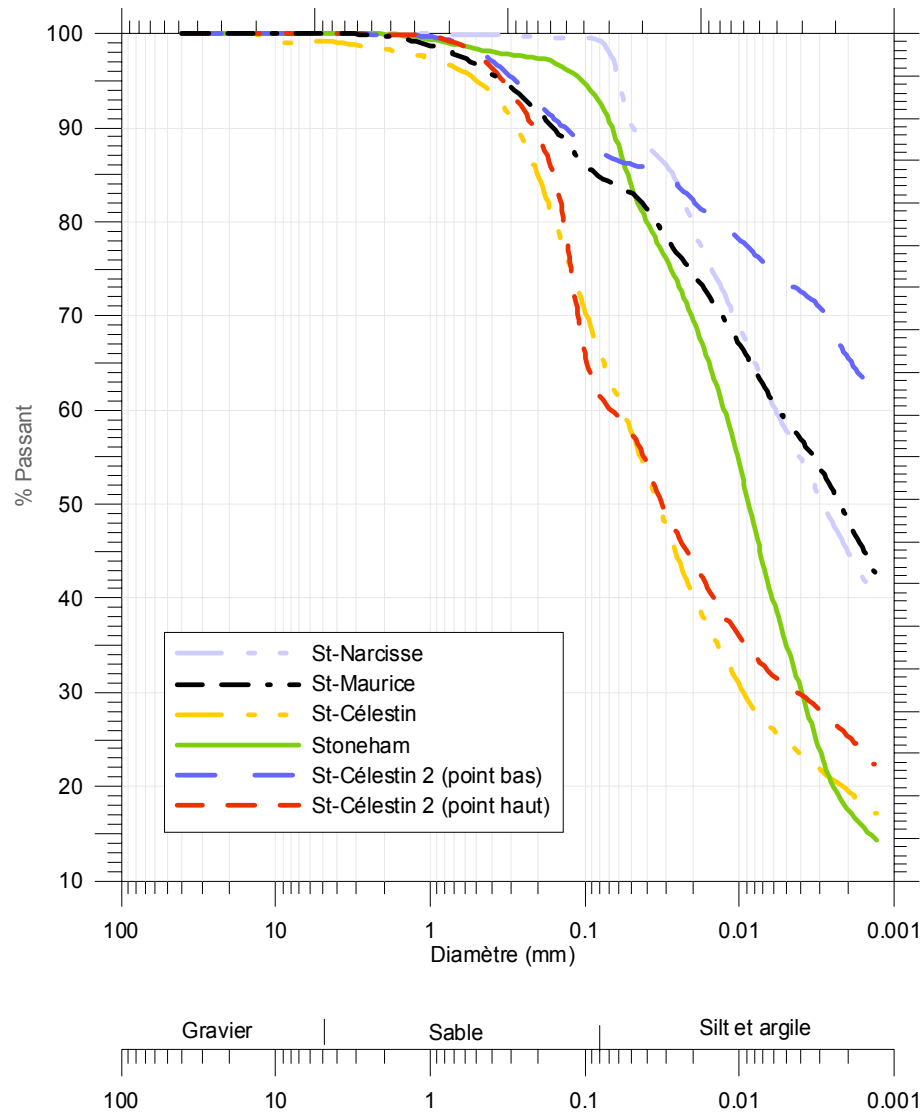


Figure 4.7 : Courbes granulométriques (sites à sol cohérent 6 à 10)

Limites de consistance

Selon le système de classification unifiée des sols (USCS), les limites de consistance des sols contenant plus de 12 % de particules fines doivent être évaluées. Comme tous les sols testés respectent ce critère, leurs limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_P) (CAN/BNQ 2501-092) ont été déterminées sur la fraction passant le tamis 400 μm . Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 4.5 ainsi que sur un abaque de plasticité de Casagrande (figure 4.8) afin de faciliter l'analyse.

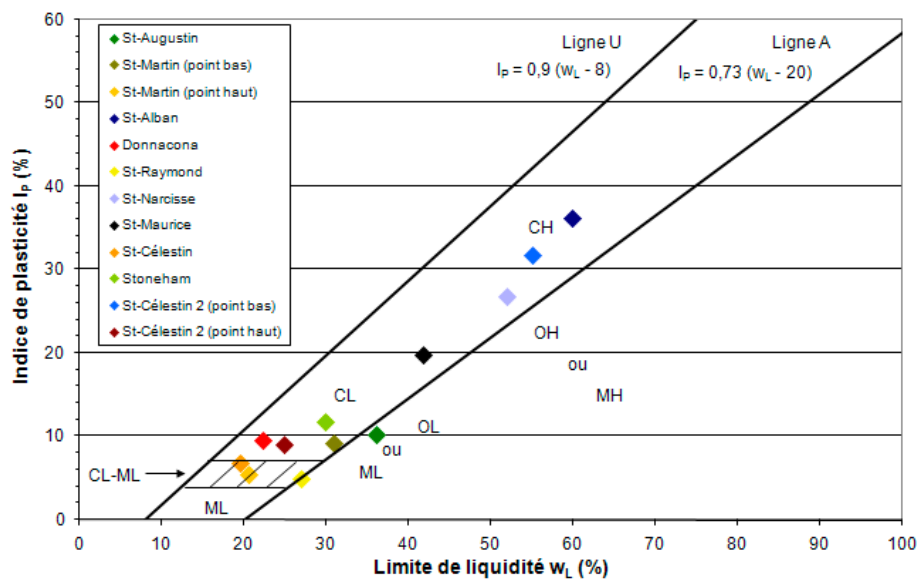


Figure 4.8 : Indices de plasticité et limites de liquidité (sites à sol cohérent)

Densité des grains solides

La densité des grains solides (d_s) de chacun des sols a été déterminée en faisant des essais de densité relative (CAN/BNQ 2501-070). Le tableau 4.5 présente les résultats obtenus.

Tableau 4.5 : Résultats des essais de caractérisation géotechnique (sites à sol cohérent)

Site	Type	% Fines (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p (%)	d _s (app) -	
St-Augustin	Point bas	OL	98,0	36,1	25,9	10,2	2,69
	Point haut						
St-Martin	Point bas	CL	72,0	31,0	21,9	9,1	2,64
	Point haut	SM-SC	44,4	20,6	15,2	5,4	2,66
St-Alban	Point bas	CH	96,6	59,9	23,8	36,1	2,74
	Point haut						
Donnacona	Point bas	CL	66,5	22,3	12,8	9,5	2,72
	Point haut						
St-Raymond	Point bas	ML	96,7	27,1	22,3	4,8	2,75
	Point haut						
St-Narcisse	Point bas	CH	99,2	52,1	25,4	26,7	2,75
	Point haut						
St-Maurice	Point bas	CL	84,7	41,9	22,1	19,8	2,72
	Point haut						
St-Célestin	Point bas	ML-CL	66,2	19,7	13,0	6,7	2,73
	Point haut						
Stoneham	Point bas	CL	92,7	29,9	18,2	11,7	2,77
	Point haut						
St-Célestin 2	Point bas	CH	87,3	55,1	23,4	31,7	2,73
	Point haut	CL	61,5	24,9	16,0	8,9	2,70

Point bas : tranchée avec une teneur en eau élevée

Point haut : tranchée avec une teneur en eau faible

4.2.1.3 Essais de caractérisation comportementale

Pénétromètre à cône dynamique

Pour chacun des sites à sol cohérent, l'essai DCP a été réalisé à trois endroits distincts et ce, pour chacune des deux tranchées nommées « point bas » (teneur en eau élevée) et « point haut » (teneur en eau faible). Les courbes d'indice de pénétration (DCPI) en fonction de la profondeur obtenues pour chaque tranchée sont présentées à l'annexe III. Les moyennes des valeurs mesurées entre 200 mm et 600 mm se trouvent au tableau 4.6. Les justifications quant aux choix des bornes inférieure et supérieure sont les mêmes que celles fournies à la section 4.1.2.

Défectomètre à masse tombante

Pour chacun des sites à sol cohérent, l'essai FWD a été réalisé au centre des deux tranchées en utilisant une plaque de 300 mm de diamètre et avec le géophone en contact avec la surface du sol. Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Les courbes de contrainte en fonction de la déflexion obtenues pour chaque tranchée sont présentées à l'annexe IV. Les modules (E_{FWD}) obtenus à une contrainte de 50 kPa se trouvent au tableau 4.6. Précisons que, tout comme à la section 4.1.2, la valeur de E_{FWD} a été interpolée à partir des résultats de déflexion obtenus et à l'aide des équations de Boussinesq.

Scissomètre

Trois essais au scissomètre (NQ 2501-200) ont été faits pour chacune des tranchées. La résistance au cisaillement non drainé de chacune d'elles a été évaluée à trois profondeurs différentes, soit 200 mm, 400 mm et 600 mm. Les valeurs moyennes obtenues sont indiquées au tableau 4.6.

Teneur en eau et densité

Afin de bien caractériser les sols testés, la densité et la teneur en eau ont été déterminées à l'aide de l'essai au cône de sable (ASTM D 1556-90) en surface, à l'endroit où a été réalisé l'essai FWD ainsi qu'à deux autres endroits distincts. La teneur en eau moyenne (w), la masse volumique moyenne (ρ) ainsi que la masse volumique sèche moyenne (ρ_d) obtenues pour chacune des tranchées sont présentées au tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Résultats des essais de caractérisation comportementale (sites à sol cohérent)

Site		DCPI (mm/coup)	E _{FWD} (MPa)	C _u (kPa)	w (%)	ρ (Mg/m ³)	ρ _d (Mg/m ³)
St-Augustin	Point bas	14,0	x	83,7	27,5	1,62	1,27
	Point haut	12,1	x	147,0	23,4	1,83	1,48
St-Martin	Point bas	12,9	79,0	150,0*	27,7	1,50	1,17
	Point haut	14,3	147,9	-	15,7	1,55	1,34
St-Alban	Point bas	190,0	63,1	23,6	71,9	1,32	0,77
	Point haut	125,0	62,9	26,2	61,5	1,33	0,83
Donnacona	Point bas	37,9	46,9	57,2	24,0	1,80	1,45
	Point haut	34,6	54,1	62,0*	18,0	1,86	1,58
St-Raymond	Point bas	8,5	525,8	160,0*	31,6	1,72	1,31
	Point haut	11,5	328,5	155,0*	28,2	1,66	1,29
St-Narcisse	Point bas	41,8	116,1	140,6	37,3	1,61	1,18
	Point haut	37,7	231,4	147,7	29,5	1,72	1,33
St-Maurice	Point bas	75,7	14,9	32,1	43,5*	0,85*	0,61*
	Point haut	70,6	24,8	59,7	40,7	0,85	0,61
St-Célestin	Point bas	11,1	27,1	126,6	24,0	1,65	1,33
	Point haut	11,9	74,9	117,9	18,2	1,64	1,38
Stoneham	Point bas	9,8	155,7	106,6	27,9	1,68	1,32
	Point haut	10,4	94,1	109,1	27,5	1,67	1,31
St-Célestin2	Point bas	200,0*	20,9	22,6	49,5	1,48	0,99
	Point haut	75,2	34,3	67,3	18,9	1,95	1,64

* : Valeurs estimées

x : Valeurs non déterminables

4.2.2 Fosses SERUL

4.2.2.1 Essais de caractérisation géotechnique

Granulométrie

Pour chacun des sols des fosses SERUL, trois analyses granulométriques par tamisage (BNQ 2560-040) et sédimentation (NQ 2501-025) (fosse 4 exclue) ont été réalisées afin d'établir une courbe granulométrique moyenne (figure 4.9).

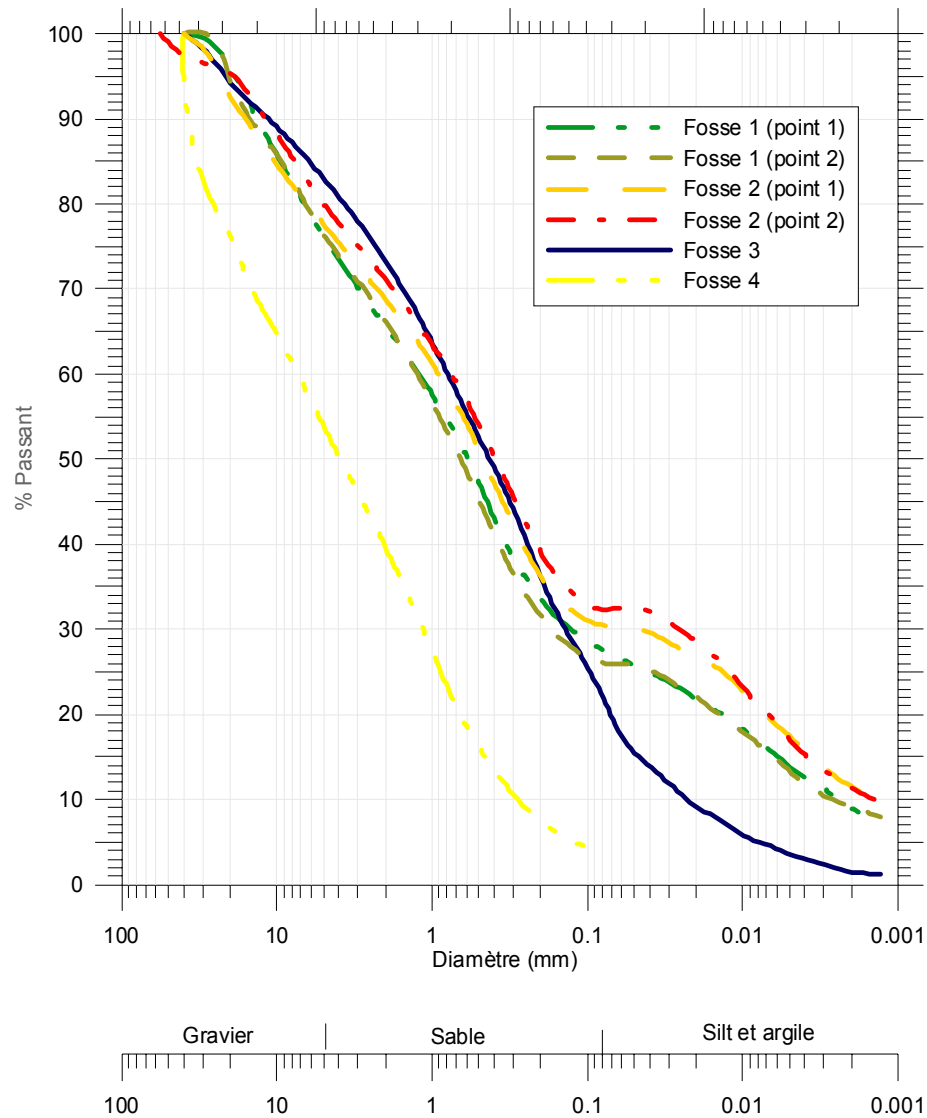


Figure 4.9 : Courbes granulométriques (sols des fosses SERUL)

Limites de consistance

Selon le système de classification unifiée des sols (USCS), les limites de consistance des sols contenant plus de 12 % de particules fines doivent être évaluées. Comme les sols des fosses SERUL 1, 2 et 3 respectent ce critère, leurs limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_p) (CAN/BNQ 2501-092) ont été déterminées sur la fraction passant le tamis 400 μm . Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 4.7 ainsi que sur un abaque de plasticité de Casagrande (figure 4.10) afin de faciliter l'analyse.

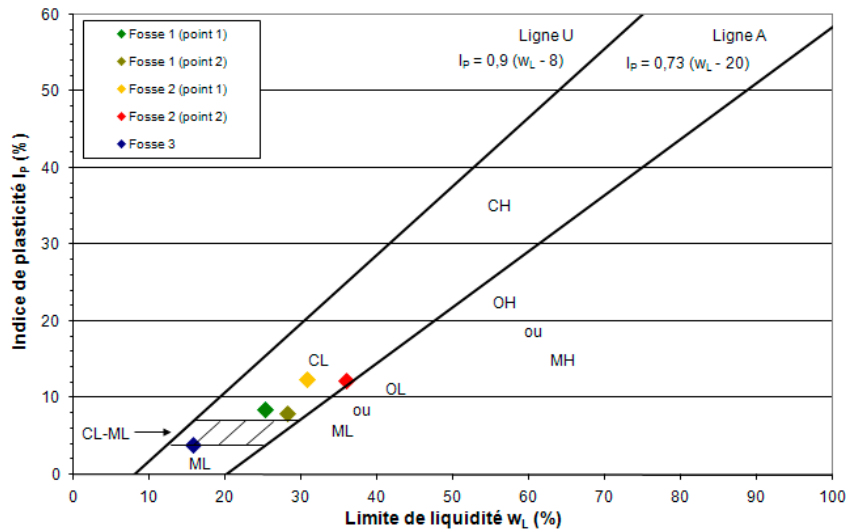


Figure 4.10 : Indices de plasticité et limites de liquidité (sols des fosses SERUL)

Densité des grains solides

La densité des grains solides (d_s) de chacun des sols a été déterminée en faisant des essais de densité du gros granulat (BNQ 2560-067) et du granulat fin (BNQ 2560-065) (fosse 4) ou de densité relative (CAN/BNQ 2501-070) (fosse 1, 2 et 3). Le tableau 4.7 présente les résultats obtenus.

Essai Proctor modifié

La relation entre la teneur en eau et la masse volumique sèche de chacun des sols (voir l'annexe I) a été évaluée à l'aide de l'essai Proctor modifié (BNQ 2501-255). Les diverses valeurs de teneur en eau optimale (w_{opt}) et de masse volumique sèche maximale ($\rho_{d\ max}$) obtenues sont indiquées au tableau 4.7.

Valeur CBR

La valeur CBR (ASTM D 1883-92) de chacun des sols a également été déterminée à 2,54 mm ($CBR_{2,54}$) et à 5,08 mm ($CBR_{5,08}$) de pénétration (voir l'annexe II). Il est à noter que, selon la norme, la valeur CBR à considérer pour un sol est normalement celle à 2,54 mm de pénétration. Quand le rapport à 5,08 mm est plus élevé, il est conseillé de refaire les tests. Si les résultats obtenus sont identiques, c'est la valeur CBR à 5,08 mm de pénétration qui doit être utilisée. Les valeurs CBR des sols des fosses SERUL sont présentées au tableau 4.7.

Tableau 4.7 : Résultats des essais de caractérisation géotechnique (sols des fosses SERUL)

Sol	Type	% Fines (%)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	d _{s (app)} -	w _{opt} (%)	ρ _{d max} (Mg/m ³)	CBR _{2,54} (%)	CBR _{5,08} (%)
Fosse 1	Point 1	27,7	25,3	16,9	8,4	2,64	8,2	2,11	26,9	32,4
	Point 2	26,1	28,3	20,3	8,0	2,69	7,7	2,09	74,9	75,5
Fosse 2	Point 1	30,5	30,8	18,4	12,4	2,69	10,2	1,99	40,8	40,7
	Point 2	32,3	36,0	23,8	12,2	2,69	9,8	1,98	61,4	57,5
Fosse 3	Point 1	22,2	15,8	11,9	3,9	2,74	6,4	2,20	48,4	67,9
Fosse 4	Point 1	3,9	-	-	-	2,70	8,9	2,14	130,4	160,4

4.2.2.2 Essais de caractérisation comportementale

Pénétromètre à cône dynamique

Pour chacune des fosses SERUL, l'essai DCP a été réalisé à trois endroits distincts et ce, pour chacune des tranchées. Les courbes d'indice de pénétration (DCPI) en fonction de la profondeur obtenues pour chaque tranchée sont présentées à l'annexe III et la figure 4.11 en donne un exemple. Les moyennes des valeurs mesurées entre 200 mm et 600 mm se trouvent au tableau 4.8. Les justifications quant aux choix des bornes inférieure et supérieure sont les mêmes que celles fournies à la section 4.1.2.

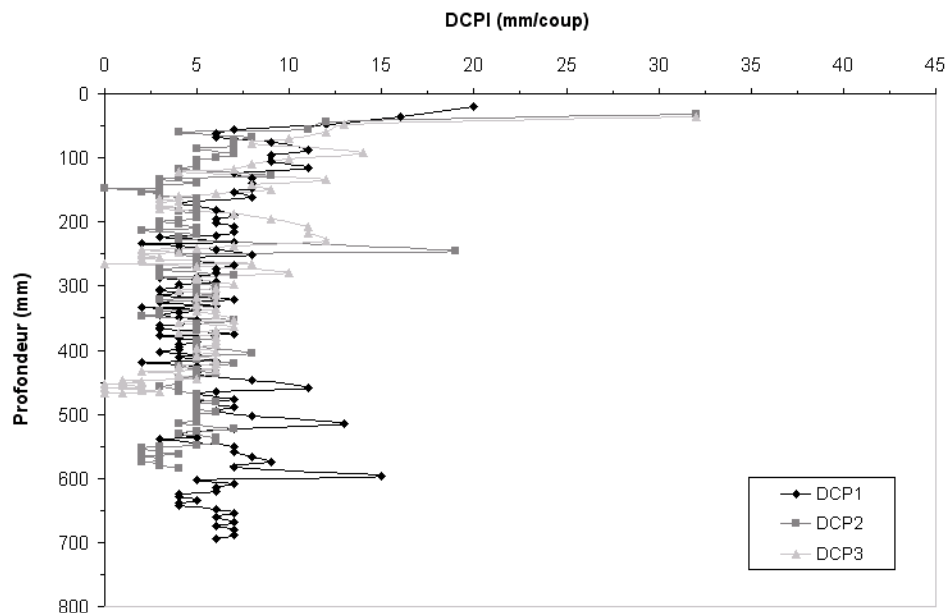


Figure 4.11 : Essai au DCP (sol de la fosse SERUL 3)

Défectomètre à masse tombante

Pour chacune des fosses SERUL, l'essai FWD a été réalisé au centre des tranchées en utilisant une plaque de 300 mm de diamètre et avec le géophone en contact avec la surface du sol. Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Les courbes de contrainte en fonction de la déflexion obtenues pour chaque tranchée sont présentées à l'annexe IV. Les modules (E_{FWD}) obtenus à une contrainte de 50 kPa se trouvent au tableau 4.8. Précisons que, tout comme à la section 4.1.2, la valeur de E_{FWD} a été interpolée à partir des résultats de déflexion obtenus et à l'aide des équations de Boussinesq.

Teneur en eau et densité

Afin de bien caractériser les sols testés, la densité et la teneur en eau ont été déterminées à l'aide de l'essai au cône de sable (ASTM D 1556-90) en surface, à l'endroit où a été réalisé l'essai FWD ainsi qu'à deux autres endroits distincts. La teneur en eau moyenne (w), la masse volumique moyenne (ρ) ainsi que la masse volumique sèche moyenne (ρ_d) obtenues pour chacune des tranchées sont présentées au tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Résultats des essais de caractérisation comportementale (sols des fosses SERUL)

Sol		DCPI (mm/coup)	E_{FWD} (MPa)	w (%)	ρ (Mg/m³)	ρ_d (Mg/m³)
Fosse 1	Point 1	13,4	187,8	10,6	1,71	1,55
	Point 2	14,5	143,9	10,6	1,85	1,67
Fosse 2	Point 1	26,0	25,6	18,0	1,66	1,41
	Point 2	23,3	98,9	16,1	1,62	1,40
Fosse 3	Point 1	4,8	93,5	4,6	2,05	1,96
Fosse 4	Point 1	3,7	33,6	2,0	2,03	1,98

CHAPITRE V

ANALYSE DES RÉSULTATS ET DÉVELOPPEMENT DES MODÈLES

5.1 Corrélations entre la résistance au cisaillement et l'indice de pénétration

Le premier objectif de l'étude est l'élaboration de modèles qui mettent en relation les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) avec les valeurs d'indices de pénétration obtenues au pénétromètre à cône dynamique. Pour ce faire, une analyse statistique avec trois différents niveaux d'interprétation a été réalisée. Le premier niveau visait l'obtention d'une relation directe entre les deux variables, c'est-à-dire sans tenir compte de la classification ni des essais de caractérisation des sols. Cette relation est destinée à être appliquée lorsqu'un minimum d'information est disponible sur les sols testés (i.e. cohérents ou pulvérulents). Le deuxième niveau avait pour but d'établir le même type de relation, mais spécifique à la classification des sols lorsque l'information est disponible. Quant au troisième niveau, il avait comme objectif d'augmenter le degré de corrélation en incluant aux modèles des propriétés des sols facilement obtenues à partir d'essais de caractérisation géotechnique de routine. Pour chaque niveau, la qualité du modèle a été évaluée à l'aide de la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) et du coefficient de détermination (R^2). Cinq principes de base ont été respectés dans l'élaboration des modèles :

1. Obtenir une RMSE minimale, c'est-à-dire une différence minimale entre les valeurs prédites par le modèle et les valeurs actuellement observées. Il faut cependant noter qu'un modèle qui fournit une RMSE légèrement plus élevée, mais qui fait intervenir des paramètres plus pertinents au problème, a parfois été privilégié.
2. Plus le coefficient de détermination R^2 est élevé, meilleur est le modèle.

3. Le modèle doit permettre la normalité des données afin que des tests paramétriques puissent être effectués. Ici, la normalité a été vérifiée à l'aide du test de Kolmogorov-Smirnov, un test qui est utile surtout pour les petits échantillons pour lesquels le test du χ^2 devient peu significatif. Il compare l'écart maximal D_n entre les fonctions de distribution de probabilité théorique et empirique à une valeur critique $d_{n,\alpha}$ qui dépend de la taille n de l'échantillon et du seuil critique α . La loi est rejetée si :

$$D_n > d_{n,\alpha} \quad [5.1]$$

4. La significativité de la relation entre la variable dépendante et les variables explicatives incluses au modèle doit être validée à l'aide d'un test F de Fisher. L'objectif de ce test est de comparer la qualité du modèle sans variable explicative, c'est-à-dire avec la constante uniquement, et le modèle avec les variables explicatives et la constante. Pour ce, les deux hypothèses suivantes ont été testées :

$$H_0 : \beta_1 = 0 \text{ (Non significativité simultanée)}$$

$$H_1 : \beta_1 \neq 0 \text{ (Il existe au moins une variable significative)}$$

Si la valeur calculée F^* est plus grande que la valeur critique $F_{\alpha}(v_1, v_2)$, l'hypothèse nulle (H_0) est rejetée. Dans ce cas, il est possible d'affirmer qu'il existe un lien entre la variable dépendante et les variables explicatives et que la variation ne s'explique pas uniquement que par des phénomènes aléatoires.

Où β_1 = Pente du modèle théorique décrivant les observations ($Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_i + \varepsilon_i$)

ε_i = Source d'erreur aléatoire pour les observations

α = Seuil critique

v_1 = Degrés de liberté du modèle = $k - 1$

v_2 = Degrés de liberté de l'erreur = $n - k$

k = Nombre de variables explicatives

n = Taille de l'échantillon

5. La significativité des coefficients individuels du modèle doit être validée à l'aide d'un test t de Student. L'objectif de ce test est de vérifier si l'intervalle de confiance de chacun des coefficients peut ou non contenir la valeur nulle. Pour ce, les deux hypothèses suivantes ont été testées :

$H_0 : \rho = 0$ (Non significativité du coefficient)

$H_1 : \rho \neq 0$ (Coefficient significativement différent de zéro)

Si la valeur calculée t^* est plus grande que la valeur critique $t_{\alpha}(n-k)$, l'hypothèse nulle (H_0) est rejetée. Dans ce cas, il est possible d'affirmer que le coefficient est significativement différent de zéro et qu'il existe une corrélation entre les variables dépendante et explicative.

Où ρ = Coefficient de corrélation de la population

α = Seuil critique

v_2 = Degrés de liberté de l'erreur = $n - k$

n = Taille de l'échantillon

k = Nombre de variables explicatives

Niveau 1

La figure 5.1 présente les données obtenues sur le terrain pour les sites à sol cohérent.

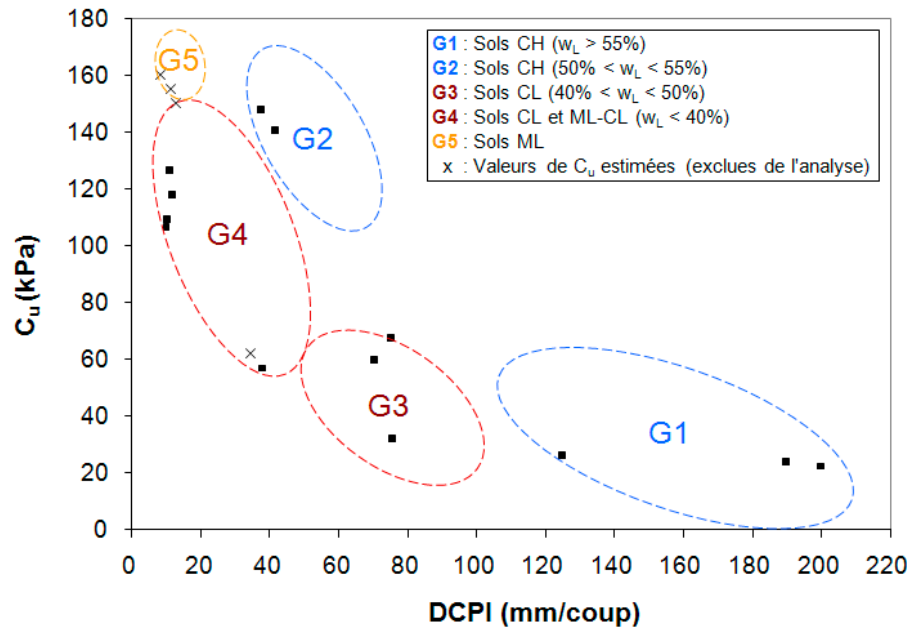


Figure 5.1 : Résistance au cisaillement (C_u) en fonction de DCPI

Seulement 17 observations sur les 20 prévues se trouvent à la figure 5.1. En effet, les points haut et bas du site de St-Augustin ainsi que le point haut du site de St-Martin ont dû être rejetés, car les essais de caractérisation géotechnique ont démontré qu'il s'agissait respectivement d'un sol organique et d'un sable silteux avec traces d'argile. Ainsi, comme les sols organiques ont un comportement difficilement interprétable et que la plupart des essais de caractérisation sont destinés uniquement aux sols inorganiques, il a été jugé préférable de les exclure de l'analyse et ce, dès le niveau 1. Aussi, quatre résistances au cisaillement n'ont pu être obtenues durant la réalisation des essais de terrain. Ces observations ont tout de même été estimées (tableau 4.6 et figure 5.1), mais n'ont pas été incluses dans l'élaboration des corrélations.

Pour élaborer la corrélation du niveau 1, cinq modèles ont été étudiés :

$$\text{Linéaire : } C_u = a_0 * DCPI + a_1 \quad [5.2]$$

$$\text{Puissance : } C_u = a_0 (DCPI)^{a_1} \quad [5.3]$$

$$\text{Exponentiel : } C_u = a_0 e^{a_1 * DCPI} \quad [5.4]$$

$$\text{Logarithmique : } C_u = a_0 \ln(DCPI) + a_1 \quad [5.5]$$

$$\text{Log-Log : } \log(C_u) = a_0 \log(DCPI) + a_1 \quad [5.6]$$

Les résultats de l'analyse de régression et la comparaison des modèles se trouvent au tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Analyse de régression (C_u en fonction de DCPI)

Modèle	Équation	RMSE (sur C_u)	R^2	D_{13}^a (sur C_u)
Linéaire	$C_u = -0,57 * DCPI + 119$	27	0,63	0,186
Puissance	$C_u = 499 (DCPI)^{-0,54}$	34	0,69	0,211
Exponentiel	$C_u = 126 e^{-0,010 * DCPI}$	27	0,78	0,134
Logarithmique	$C_u = -33,13 * \ln(DCPI) + 204$	28	0,60	0,152
Log-Log	$\log(C_u) = -0,54 * \log(DCPI) + 2,70$	34	0,69	0,211

^a $d_{13, 0,05} = 0,361$

D'après le tableau 5.1, c'est le modèle exponentiel qui a la RMSE la plus faible et le R^2 le plus élevé. Ainsi, il est possible d'affirmer que l'indice de pénétration se corrèle mieux avec le logarithme de la résistance au cisaillement. Il peut également être noté que, pour un intervalle de confiance de 95 %, aucun modèle n'est rejeté par le test de Kolmogorov-Smirnov, car $D_{13} < d_{13, 0,05}$. La figure 5.2 présente le $\log(C_u)$ en fonction du DCPI ainsi que l'équation de la droite de régression.

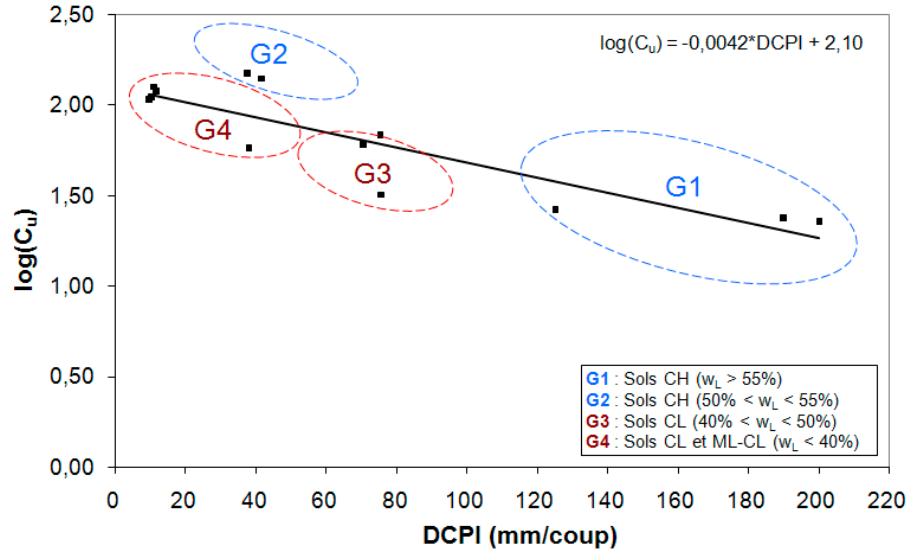


Figure 5.2 : Corrélation établie entre C_u et DCPI (Niveau 1)

La relation proposée pour le niveau 1 est donc la suivante :

$$\log(C_u) = -0,0042 * DCPI + 2,10$$

[5.7]

$$RMSE = 26 ; R^2 = 0,78 ; N = 13$$

Niveau 2

Comme le démontrent les figures 5.1 et 5.2, les sols testés peuvent être divisés en deux catégories. La première comprend les sols de type CH (argiles inorganiques de plasticité élevée) et la seconde, les sols de type CL (argiles inorganiques de plasticité faible à moyenne) et ML-CL (silts argileux et argiles silteuses). Afin de vérifier la pertinence d'une telle subdivision dans l'élaboration des modèles, deux tests doivent être effectués. Ces tests consistent en la comparaison de la pente et de l'ordonnée à l'origine associées aux deux types de sols en effectuant une analyse de covariance (ANCOVA) à l'aide de l'outil informatique XLStat. Plus spécifiquement, une subdivision est justifiable si :

$$P(x * q) > 0,05 \quad \text{et/ou} \quad P(q) > 0,05$$

[5.8]

Où

- x = Variable explicative quantitative
- q = Variable explicative qualitative

Comme $P(\log(DCPI) \cdot \text{type de sol}) = 0,1 \%$ et que $P(\text{type de sol}) = 4,1 \%$, les sols testés ont été subdivisés en deux catégories (pentes et ordonnées à l'origine distinctes). La figure 5.3 présente le $\log(C_u)$ en fonction du $\log(DCPI)$ ainsi que l'équation de la droite de régression obtenue pour les deux types de sols.

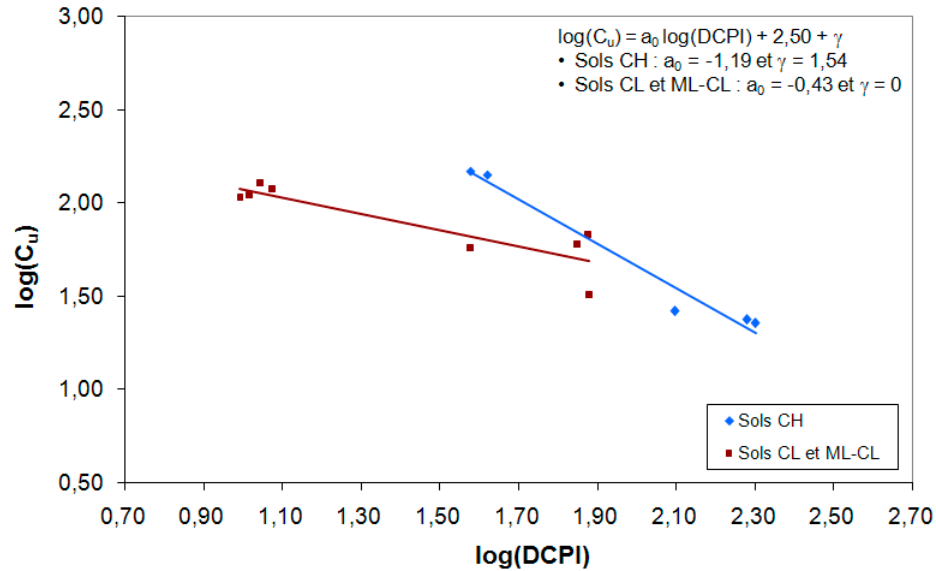


Figure 5.3 : Corrélation établie entre C_u et DCPI (Niveau 2)

Pour ce niveau, il a été choisi de mettre en relation le $\log(C_u)$ avec le $\log(DCPI)$ au lieu du DCPI seulement, car pour chacun des deux types de sols, c'est ce modèle qui engendrait le degré de corrélation le plus élevé.

La relation proposée pour le niveau 2 est donc la suivante :

$$\log(C_u) = a_0 \log(DCPI) + 2,50 + \gamma$$

- Sols CH : $a_0 = -1,19$ et $\gamma = 1,54$

- Sols CL et ML-CL : $a_0 = -0,43$ et $\gamma = 0$

[5.9]

$$RMSE = 11 ; R^2 = 0,92 ; N = 13$$

Le coefficient de corrélation, qui correspond à la racine carrée du coefficient de détermination, est défini par :

$$\rho_{x,y} = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \quad [5.10]$$

Où

- $\rho_{x,y}$ = Coefficient de corrélation entre les variables X et Y (compris entre -1 et +1)
- $Cov(X,Y)$ = Covariance entre les variables X et Y
- σ_x = Variance de la variable X
- σ_y = Variance de la variable Y

Il est à noter que plus la valeur de $\rho_{x,y}$ s'éloigne de zéro, meilleure est la corrélation entre les deux variables.

Pour les sols de type CH, les paramètres les plus susceptibles d'influencer le $\log(C_u)$ et le $\log(DCPI)$ (chiffres en gras dans le tableau 5.2) sont : w , ρ , ρ_d , w_p , I_p et I_L . Dans le cas des sols de type CL et ML-CL, ces paramètres (chiffres en gras dans le tableau 5.3) sont : w , ρ , ρ_d , w_L , w_p et I_p .

En réalisant des essais d'optimisation sur la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne et ce, en incluant diverses combinaisons des paramètres sélectionnés au précédent modèle, il a été possible d'améliorer davantage la qualité de ce dernier. En effet, une meilleure relation a été obtenue pour les deux types de sols en incluant une nouvelle variable explicative faisant appel à l'indice de plasticité (I_p) et la densité sèche (ρ_d) dans le modèle. La figure 5.4 montre la relation obtenue.

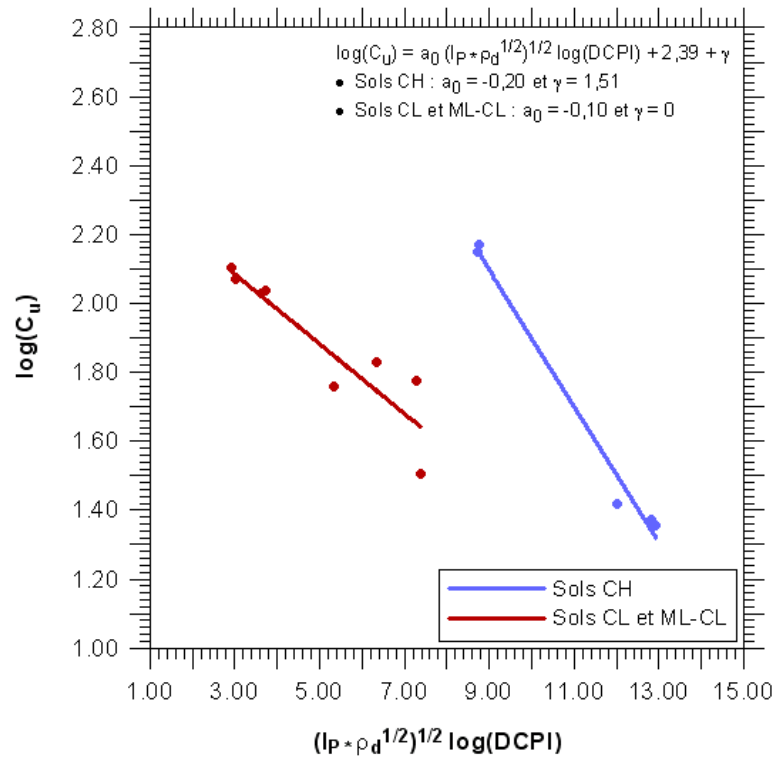


Figure 5.4 : Corrélation établie entre C_u et DCPI (Niveau 3)

La relation proposée pour le niveau 3 est donc la suivante :

$$\log(C_u) = a_0 (I_p * \rho_d^{1/2})^{1/2} \log(DCPI) + 2,39 + \gamma$$

- Sols CH : $a_0 = -0,20$ et $\gamma = 1,51$
- Sols CL et ML-CL : $a_0 = -0,10$ et $\gamma = 0$

[5.11]

$$RMSE = 7,8 ; R^2 = 0,95 ; N = 13$$

Le tableau 5.4 résume les relations élaborées entre la résistance au cisaillement et l'indice de pénétration pour les niveaux 1 à 3. Quant aux résultats des divers tests paramétriques effectués lors de l'élaboration des modèles, ils sont présentés au tableau 5.5. Il est à noter que les relations sont basées sur les deux modèles suivants :

$$\log(C_u) = a_0 * DCPI + a_1 \tag{5.12}$$

$$\log(C_u) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma \tag{5.13}$$

Tableau 5.4 : Résumé des relations élaborées entre C_u et DCPI

Niveau	Type de sol	Coefficient	Valeur	RMSE	R ²
1 ^a	Tous les types	a_0	-0,0042	26	0,78
		a_1	2,10		
2 ^b	Tous les types	a_1	2,50	11	0,92
		β	1		
	CH	$a_0 ; \gamma$	-1,19 ; 1,54		
	CL et ML-CL	$a_0 ; \gamma$	-0,43 ; 0		
3 ^b	Tous les types	a_1	2,39	7,8	0,95
		β	$(I_p * \rho_d^{1/2})^{1/2}$		
	CH	$a_0 ; \gamma$	-0,20 ; 1,51		
	CL et ML-CL	$a_0 ; \gamma$	-0,10 ; 0		

^a Modèle : $\log(C_u) = a_0 * DCPI + a_1$; ^b Modèle : $\log(C_u) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma$

Tableau 5.5 : Résultats des tests paramétriques pour C_u

Niveau	Type de sol	Coefficient	Valeur	t*	F*
1 ^a	Tous les types	a_0	-0,0042	6,17 ^c	38,11 ^e
		a_1	2,10	33,38 ^e	
2 ^b	Tous les types	a_1	2,50	18,91 ^d	35,08 ^f
		β	1	-	
	CH	$a_0 ; \gamma$	-1,19 ; 1,54	8,38 ^d ; 4,92 ^d	
	CL et ML-CL	$a_0 ; \gamma$	-0,43 ; 0	4,81 ^d	
3 ^b	Tous les types	a_1	2,39	28,10 ^d	56,31 ^f
		β	$(I_p * \rho_d^{1/2})^{1/2}$	-	
	CH	$a_0 ; \gamma$	-0,20 ; 1,51	10,56 ^d ; 6,57 ^d	
	CL et ML-CL	$a_0 ; \gamma$	-0,10 ; 0	6,25 ^d	

^a Modèle : $\log(C_u) = a_0 * DCPI + a_1$; ^b Modèle : $\log(C_u) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma$

^c $t_{0,05}(11) = 1,80$; ^d $t_{0,05}(9) = 1,83$; ^e $F_{0,05}(1,11) = 4,84$; ^f $F_{0,05}(3,9) = 3,86$

La significativité de la relation entre la variable dépendante C_u et les variables explicatives incluses aux modèles a été testée à l'aide d'un test F de Fisher. Avec des valeurs F^* beaucoup plus élevées que les valeurs critiques $F_{\alpha}(v_1, v_2)$, il peut être conclu qu'il existe une relation forte entre C_u et les variables explicatives sélectionnées. Pour ce qui est de la significativité des coefficients individuels des modèles, elle a été testée à l'aide d'un test t de Student. Pour un intervalle de confiance de 95 %, tous les coefficients sont significatifs, car $|t^*| > t_{\alpha}(v_2)$. Afin de comparer les valeurs de C_u prédites et mesurées, un test d'égalité des espérances pour des observations paires a été effectué. Le tableau 5.6 présente les valeurs $|t^*|$ obtenues pour les niveaux 1 à 3 ainsi que les probabilités de non dépassement de la valeur critique t ($P(T \leq t)$ bilatéral).

Tableau 5.6 : Test d'égalité des espérances pour C_u

Niveau	$ t^* ^a$	$P(T \leq t)$ bilatéral
1	0,66	0,52
2	0,38	0,71
3	0,01	0,99

^a $t_{0,025}(12) = 2,18$

Avec des valeurs $|t^*|$ inférieures à la valeur critique $t_{\alpha/2}(n-1)$, l'hypothèse nulle H_0 – *Il n'y a pas de différence significative entre les valeurs prédites et mesurées* – est acceptée. De plus, comme les probabilités de non dépassement sont largement supérieures au seuil de critique, la prédictibilité des modèles élaborés entre la résistance au cisaillement et l'indice de pénétration est validée pour les niveaux 1 à 3.

La figure 5.5 présente les valeurs de C_u prédites et mesurées pour le modèle du niveau 3. Comme les points sont très bien regroupés le long de la ligne d'égalité, il peut être affirmé que la corrélation élaborée est robuste et que l'ajout de paramètres qui tiennent compte des propriétés des sols a permis de raffiner considérablement le modèle.

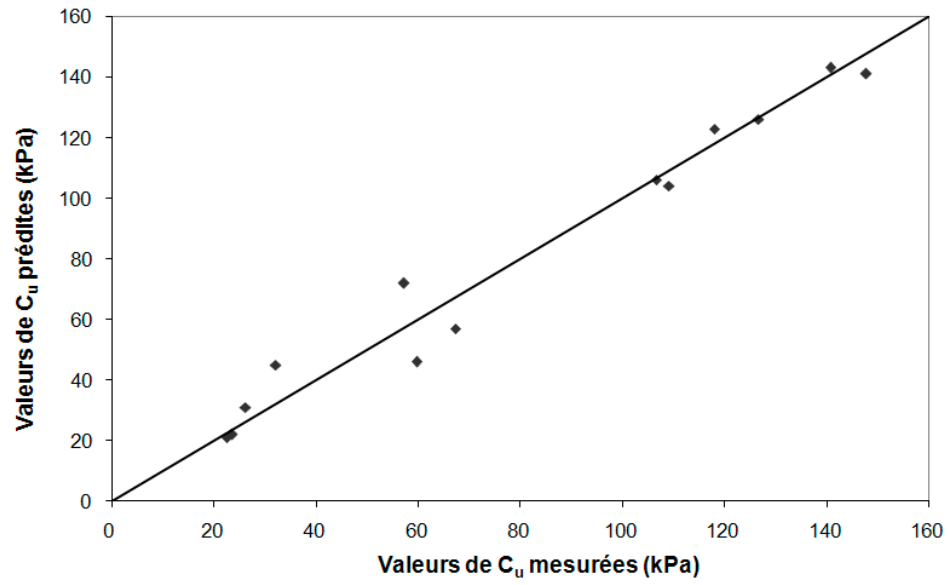


Figure 5.5 : Valeurs de C_u prédites et mesurées (Niveau 3)

5.2 Corrélations entre le module rétro-calculé et l'indice de pénétration

Le deuxième objectif de l'étude est l'élaboration de modèles qui mettent en relation les propriétés résilientes des sols (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion) avec les valeurs d'indice de pénétration obtenues au pénétromètre à cône dynamique. Pour ce faire, une analyse statistique avec trois différents niveaux d'interprétation a été réalisée et ce, en respectant les mêmes principes de base dans l'élaboration des modèles qu'à la section 5.1. Il est à noter que, comme les sols cohérents ont un comportement très différent des sols pulvérulents, des corrélations ont été établies pour chacun de ces deux types de sols.

5.2.1 Corrélations pour les sols cohérents

Niveau 1

La figure 5.6 présente les données obtenues sur le terrain pour les sites à sol cohérent.

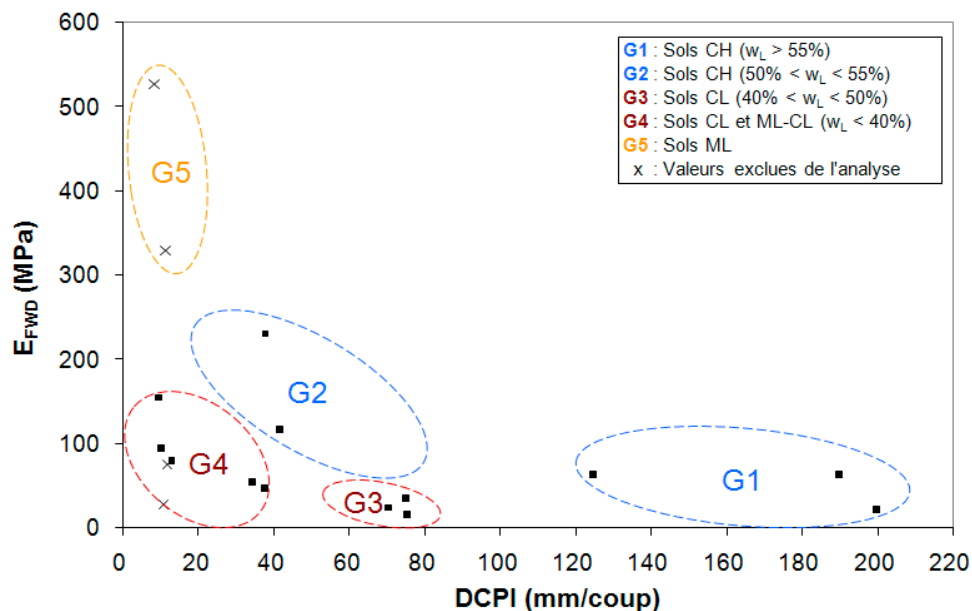


Figure 5.6 : Module (E_{FWD}) en fonction de DCPI (sols cohérents)

Seulement 17 observations sur les 20 prévues se trouvent à la figure 5.6. En effet, les points haut et bas du site de St-Augustin ainsi que le point haut du site de St-Martin ont dû être rejetés, car les essais de caractérisation géotechnique ont démontré qu'il s'agissait respectivement d'un sol organique et d'un sable silteux avec traces d'argile. Ainsi, comme les sols organiques ont un comportement difficilement interprétable et que la plupart des essais de caractérisation sont destinés uniquement aux sols inorganiques, il a été jugé préférable de les exclure de l'analyse et ce, dès le niveau 1. Il a également été jugé préférable d'exclure quatre autres observations de l'analyse, soit les points haut et bas du site de St-Raymond (silt inorganique) ainsi que ceux du site de St-Célestin (silt avec un peu d'argile). En effet, comme le comportement des silts testés semble différer significativement de celui des argiles et que les résultats obtenus ne semblent pas représentatifs, ceux-ci n'ont pas été inclus dans l'élaboration des corrélations.

Pour élaborer la corrélation du niveau 1, cinq modèles ont été étudiés :

$$\text{Linéaire :} \quad E_{FWD} = a_0 * DCPI + a_1 \quad [5.14]$$

$$\text{Puissance :} \quad E_{FWD} = a_0 (DCPI)^{a_1} \quad [5.15]$$

$$\text{Exponentiel :} \quad E_{FWD} = a_0 e^{a_1 * DCPI} \quad [5.16]$$

$$\text{Logarithmique :} \quad E_{FWD} = a_0 \ln(DCPI) + a_1 \quad [5.17]$$

$$\text{Log-Log :} \quad \log(E_{FWD}) = a_0 \log(DCPI) + a_1 \quad [5.18]$$

Les résultats de l'analyse de régression et la comparaison des modèles se trouvent au tableau 5.7.

Tableau 5.7 : Analyse de régression (E_{FWD} en fonction de DCPI) (sols cohérents)

Modèle	Équation	RMSE (sur E_{FWD})	R ²	D ₁₃ ^a (sur E_{FWD})
Linéaire	$E_{FWD} = -0,42 * DCPI + 107$	53	0,19	0,196
Puissance	$E_{FWD} = 329 (DCPI)^{-0,45}$	54	0,33	0,192
Exponentiel	$E_{FWD} = 88,20 e^{-0,006 * DCPI}$	55	0,22	0,151
Logarithmique	$E_{FWD} = -29,63 * \ln(DCPI) + 191$	52	0,24	0,109
Log-Log	$\log(E_{FWD}) = -0,45 * \log(DCPI) + 2,52$	54	0,33	0,192

^a $d_{13,0,05} = 0,361$

D'après le tableau 5.7, c'est le modèle logarithmique qui a la RMSE la plus faible, mais ce sont les modèles de puissance et log-log qui ont le R^2 le plus élevé. Comme l'écart entre les différentes RMSE est faible (5,6 %), un R^2 élevé peut être priorisé dans le choix du modèle. Il peut également être noté que, pour un intervalle de confiance de 95 %, aucun modèle n'est rejeté par le test de Kolmogorov-Smirnov, car $D_{13} < d_{13, 0,05}$. La figure 5.7 présente le $\log(E_{FWD})$ en fonction du $\log(DCPI)$ ainsi que l'équation de la droite de régression.

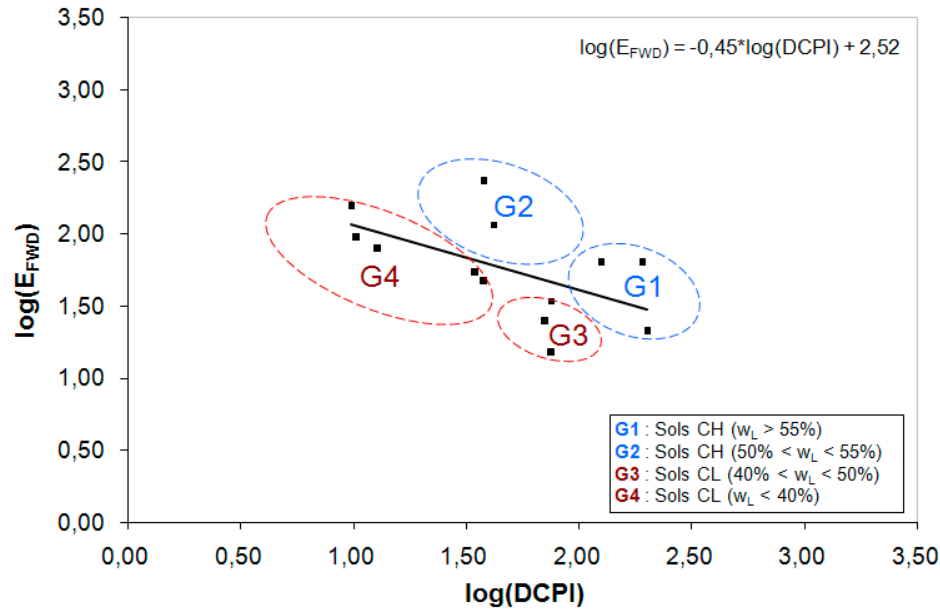


Figure 5.7 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols cohérents) (Niveau 1)

La relation proposée pour le niveau 1 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = -0,45 * \log(DCPI) + 2,52$$

$$RMSE = 54 ; R^2 = 0,33 ; N = 13$$

[5.19]

Niveau 2

Comme le démontrent les figures 5.6 et 5.7, les sols testés peuvent être divisés en deux catégories. La première comprend les sols de type CH (argiles inorganiques de plasticité élevée) et la seconde, les sols de type CL (argiles inorganiques de plasticité faible à moyenne). Afin de vérifier la pertinence d'une telle subdivision dans l'élaboration des modèles, une analyse de covariance (ANCOVA) semblable à celle réalisée à la section 5.1 doit être effectuée.

Comme $P(\log(DCPI) * \text{type de sol}) = 56,6 \%$ et que $P(\text{type de sol}) = 0,1 \%$, les sols testés ont été subdivisés en deux catégories (pentes semblables, mais ordonnées à l'origine distinctes). La figure 5.8 présente le $\log(E_{FWD})$ en fonction du $\log(DCPI)$ ainsi que l'équation de la droite de régression obtenue pour les deux types de sols.

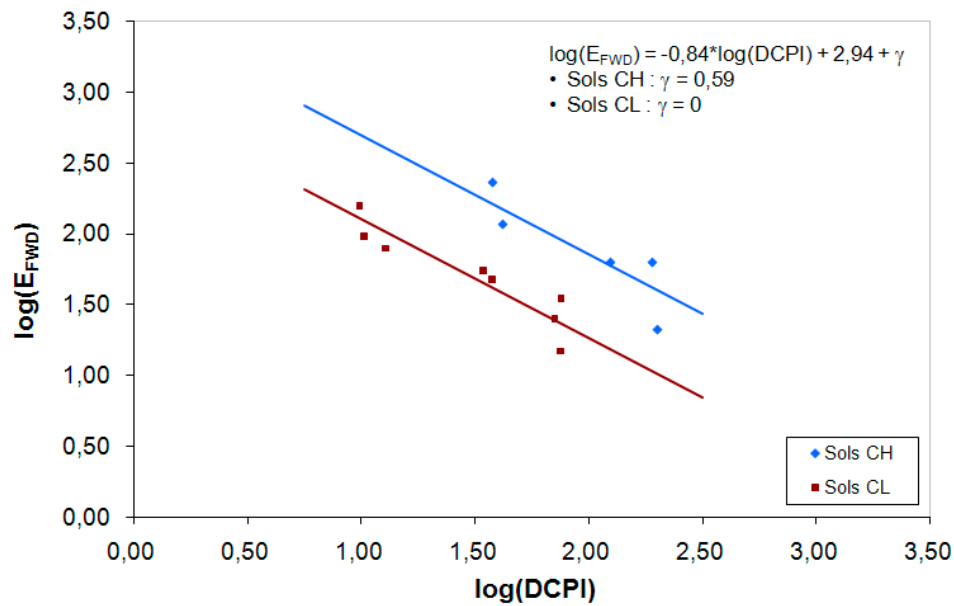


Figure 5.8 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols cohérents) (Niveau 2)

La relation proposée pour le niveau 2 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = -0,84 * \log(DCPI) + 2,94 + \gamma$$

- Sols CH : $\gamma = 0,59$

- Sols CL : $\gamma = 0$

[5.20]

$$RMSE = 27 ; R^2 = 0,82 ; N = 13$$

Pour les sols de type CH, les paramètres les plus susceptibles d'influencer le $\log(E_{FWD})$ et le $\log(DCPI)$ (chiffres en gras dans le tableau 5.8) sont : ρ , ρ_d , w_p , I_p et I_L . Dans le cas des sols de type CL, ces paramètres (chiffres en gras dans le tableau 5.9) sont : w , ρ , ρ_d , w_L , %F et I_p .

En réalisant des essais d'optimisation sur la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne et ce, en incluant diverses combinaisons des paramètres sélectionnés au précédent modèle, il a été possible d'améliorer davantage la qualité de ce dernier. En effet, une meilleure relation a été obtenue pour les deux types de sols en incluant de nouvelles variables explicatives faisant appel à l'indice de liquidité (I_L), l'indice de plasticité (I_p) et la densité sèche (ρ_d) dans le modèle. La figure 5.9 montre la relation obtenue.

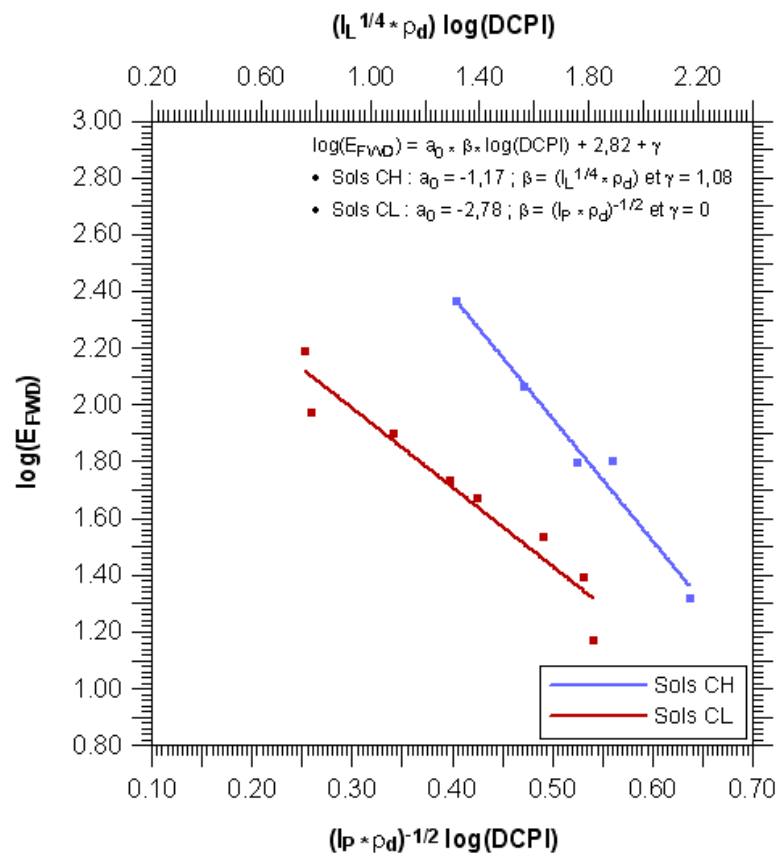


Figure 5.9 : Corrélation établie entre E_{FWD} et $DCPI$ (sols cohérents) (Niveau 3)

La relation proposée pour le niveau 3 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + 2,82 + \gamma$$

- Sols CH : $a_0 = -1,17$; $\beta = (I_L^{1/4} * \rho_d)$ et $\gamma = 1,08$
- Sols CL : $a_0 = -2,78$; $\beta = (I_p * \rho_d)^{-1/2}$ et $\gamma = 0$

[5.21]

$RMSE = 12$; $R^2 = 0,95$; $N = 13$

Le tableau 5.10 résume les relations élaborées entre le module obtenu au FWD et l'indice de pénétration pour les niveaux 1 à 3. Quant aux résultats des divers tests paramétriques effectués lors de l'élaboration des modèles, ils sont présentés au tableau 5.11. Il est à noter que les relations sont basées sur le modèle suivant :

$$\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma \tag{5.22}$$

Tableau 5.10 : Résumé des relations élaborées entre E_{FWD} et DCPI (sols cohérents)

Niveau ^a	Type de sol	Coefficient	Valeur	RMSE	R ²
1	Tous les types	a ₀	-0,45	54	0,33
		a ₁	2,52		
2	Tous les types	a ₀	-0,84	27	0,82
		a ₁	2,94		
		β	1		
		CH	0,59		
		CL	0		
3	Tous les types	a ₁	2,82	12	0,95
		CH	-1,17 ; 1,08 ; (I _L ^{1/4} * ρ _d)		
		CL	-2,78 ; 0 ; (I _p * ρ _d) ^{-1/2}		

^a Modèle : $\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma$

Tableau 5.11 : Résultats des tests paramétriques pour E_{FWD} (sols cohérents)

Niveau ^a	Type de sol	Coefficient	Valeur	t*	F*
1	Tous les types	a_0	-0,45	2,30 ^b	5,31 ^c
		a_1	2,52	7,46 ^b	
2	Tous les types	a_0	-0,84	6,56 ^c	23,33 ^f
		a_1	2,94	14,87 ^c	
		β	1	-	
	CH	γ	0,59	5,31 ^c	
	CL		0	-	
3	Tous les types	a_1	2,82	23,49 ^d	61,18 ^g
	CH	$a_0 ; \gamma ; \beta$	-1,17 ; 1,08 ; ($I_L^{1/4} * \rho_d$)	8,80 ^d ; 4,12 ^d ; -	
	CL		-2,78 ; 0 ; ($I_P * \rho_d$) ^{-1/2}	9,69 ^d ; -	

^a Modèle : $\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma$

^b $t_{0,05}(11) = 1,80$; ^c $t_{0,05}(10) = 1,81$; ^d $t_{0,05}(9) = 1,83$

^e $F_{0,05}(1,11) = 4,84$; ^f $F_{0,05}(2,10) = 4,10$; ^g $F_{0,05}(3,9) = 3,86$

La significativité de la relation entre la variable dépendante E_{FWD} et les variables explicatives incluses aux modèles a été testée à l'aide d'un test F de Fisher. Avec des valeurs F* beaucoup plus élevées que les valeurs critiques $F_{\alpha}(v_1, v_2)$, il peut être conclu qu'il existe une relation forte entre E_{FWD} et les variables explicatives sélectionnées. En ce qui a trait à la relation du niveau 1, elle est beaucoup moins significative, car l'écart entre la valeur F* obtenue et la valeur critique est minime. Pour ce qui est de la significativité des coefficients individuels des modèles, elle a été testée à l'aide d'un test t de Student. Pour un intervalle de confiance de 95 %, tous les coefficients sont significatifs, car $|t^*| > t_{\alpha}(v_2)$. Afin de comparer les valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées, un test d'égalité des espérances pour des observations paires a été effectué. Le tableau 5.12 présente les valeurs $|t^*|$ obtenues pour les niveaux 1 à 3 ainsi que les probabilités de non dépassement de la valeur critique t ($P(T \leq t)$ bilatéral).

Tableau 5.12 : Test d'égalité des espérances pour E_{FWD} (sols cohérents)

Niveau	t* ^a	P(T ≤ t) bilatéral
1	0,81	0,43
2	0,44	0,67
3	0,20	0,85

^a $t_{0,025}(12) = 2,18$

Avec des valeurs $|t^*|$ inférieures à la valeur critique $t_{\alpha/2}(n-1)$, l'hypothèse nulle H_0 – *Il n'y a pas de différence significative entre les valeurs prédites et mesurées* – est acceptée. De plus, comme les probabilités de non dépassement sont largement supérieures au seuil critique, la prédictibilité des modèles élaborés entre le module obtenu au FWD et l'indice de pénétration est validée pour les niveaux 1 à 3.

La figure 5.10 présente les valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées pour le modèle du niveau 3. Comme les points sont très bien regroupés le long de la ligne d'égalité, il peut être affirmé que la corrélation élaborée est robuste et que l'ajout de paramètres qui tiennent compte des propriétés des sols a permis de raffiner considérablement le modèle.

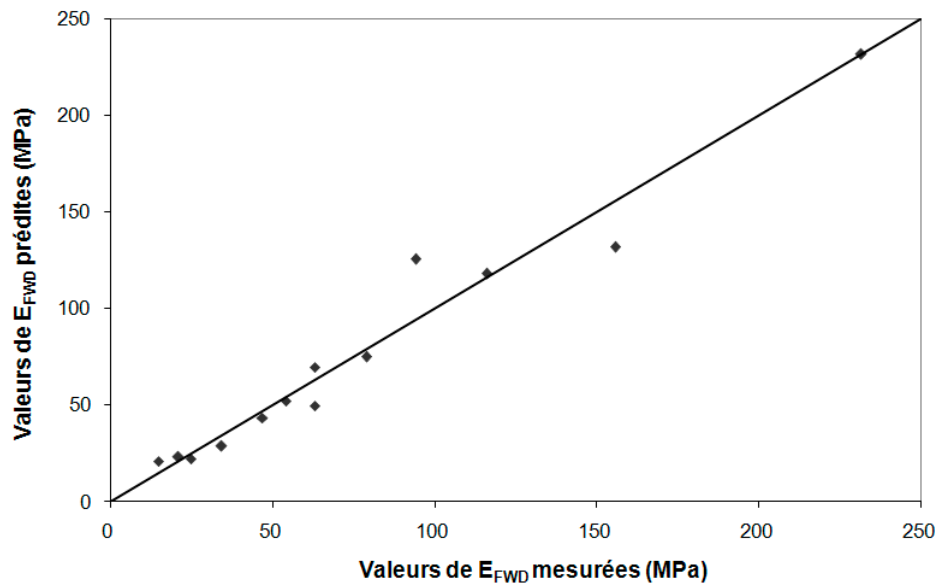


Figure 5.10 : Valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées (sols cohérents) (Niveau 3)

5.2.2 Corrélations pour les sols pulvérulents

Niveau 1

La figure 5.11 présente les données obtenues en laboratoire pour les sols pulvérulents reconstitués et sur le terrain pour les fosses du SERUL.

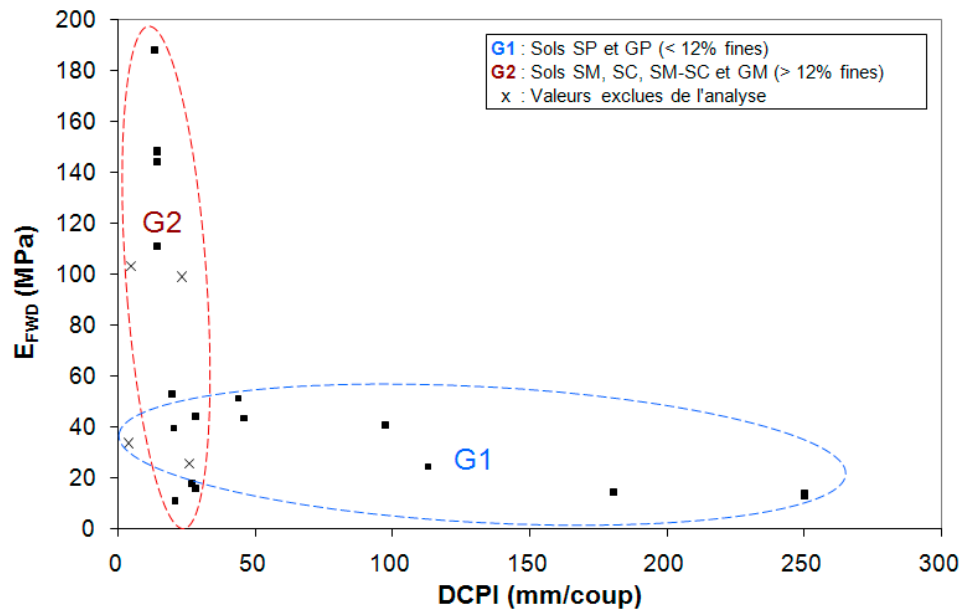


Figure 5.11 : Module (E_{FWD}) en fonction de DCPI (sols pulvérulents)

Seulement 23 observations sur les 24 prévues se trouvent à la figure 5.11. En effet, deux observations n'ont pas pu être obtenues à cause du remplacement des essais de laboratoire sur un sable argileux (SC) par des essais supplémentaires aux fosses SERUL 1 et 2. De plus, une observation s'est ajoutée, car un sable silteux avec traces d'argile (SM-SC) a été découvert durant les essais de terrain aux sites à sol cohérent. Il a également été jugé préférable d'exclure quatre observations de l'analyse. En effet, les points des fosses SERUL 3 et 4 n'ont pas été considérés, car il existe un trop grand écart entre leurs valeurs DCPI et celles des autres sols. Les observations de la fosse SERUL 2 ont également été rejetées, car plusieurs éléments ayant pu altérer les résultats ont été découverts lors de l'analyse granulométrique par tamisage de ce sol (coquillages, béton bitumineux recyclé et verre).

Pour élaborer la corrélation du niveau 1, cinq modèles ont été étudiés :

$$\text{Linéaire : } E_{FWD} = a_0 * DCPI + a_1 \quad [5.23]$$

$$\text{Puissance : } E_{FWD} = a_0 (DCPI)^{a_1} \quad [5.24]$$

$$\text{Exponentiel : } E_{FWD} = a_0 e^{a_1 * DCPI} \quad [5.25]$$

$$\text{Logarithmique : } E_{FWD} = a_0 \ln(DCPI) + a_1 \quad [5.26]$$

$$\text{Log-Log : } \log(E_{FWD}) = a_0 \log(DCPI) + a_1 \quad [5.27]$$

Les résultats de l'analyse de régression et la comparaison des modèles se trouvent au tableau 5.13.

Tableau 5.13 : Analyse de régression (E_{FWD} en fonction de DCPI) (sols pulvérulents)

Modèle	Équation	RMSE (sur E_{FWD})	R^2	D_{19}^a (sur E_{FWD})
Linéaire	$E_{FWD} = -0,34 * DCPI + 82,06$	49	0,22	0,301
Puissance	$E_{FWD} = 364 (DCPI)^{-0,62}$	45	0,42	0,118
Exponentiel	$E_{FWD} = 60,40 e^{-0,007 * DCPI}$	52	0,30	0,271
Logarithmique	$E_{FWD} = -35,98 * \ln(DCPI) + 190$	43	0,40	0,211
Log-Log	$\log(E_{FWD}) = -0,62 * \log(DCPI) + 2,56$	45	0,42	0,118

^a $d_{19, 0,05} = 0,301$

D'après le tableau 5.13, c'est le modèle logarithmique qui a la RMSE la plus faible, mais ce sont les modèles de puissance et log-log qui ont le R^2 le plus élevé. Comme l'écart entre les différentes RMSE est plutôt faible (19,2 %), un R^2 élevé peut être priorisé dans le choix du modèle. Il peut également être noté que, pour un intervalle de confiance de 95 %, aucun modèle, à l'exception de celui linéaire, n'est rejeté par le test de Kolmogorov-Smirnov, car $D_{19} < d_{19, 0,05}$. La figure 5.12 présente le $\log(E_{FWD})$ en fonction du $\log(DCPI)$ ainsi que l'équation de la droite de régression.

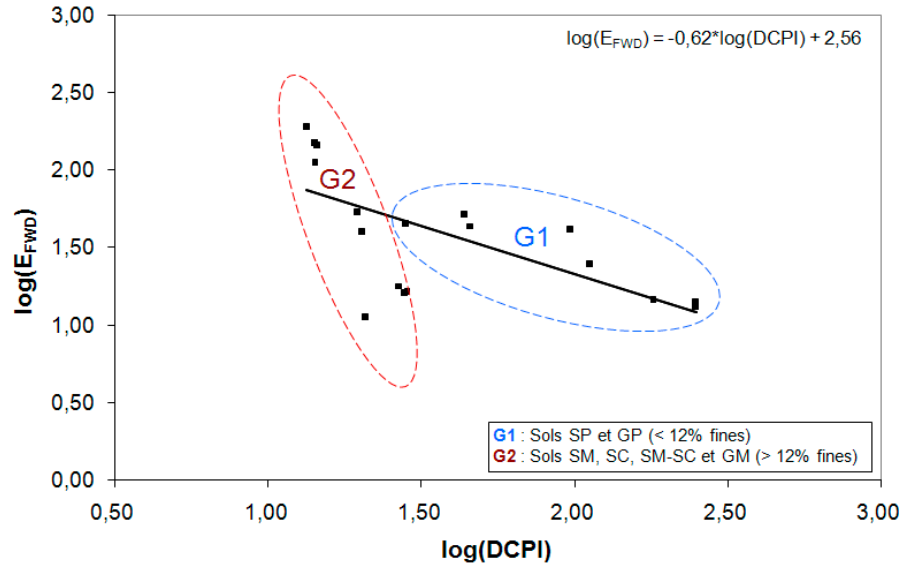


Figure 5.12 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents) (Niveau 1)

La relation proposée pour le niveau 1 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = -0,62 * \log(DCPI) + 2,56$$

$$RMSE = 45 ; R^2 = 0,42 ; N = 19$$

[5.28]

Niveau 2

Comme le démontrent les figures 5.11 et 5.12, les sols testés peuvent être divisés en deux catégories. La première comprend les sols de type SP et GP (sables et graviers uniformes) et la seconde, les sols de type SC, SM, SM-SC et GM (sables argileux, sables silteux et graviers silteux). Afin de vérifier la pertinence d'une telle subdivision dans l'élaboration des modèles, une analyse de covariance (ANCOVA) semblable à celle réalisée à la section 5.1 doit être effectuée.

Comme $P(\log(DCPI) * \text{type de sol}) = 0,01 \%$ et que $P(\text{type de sol}) = 0,2 \%$, les sols testés ont été subdivisés en deux catégories (pentés et ordonnés à l'origine distinctes). La figure 5.13 présente le $\log(E_{FWD})$ en fonction du $\log(DCPI)$ ainsi que l'équation de la droite de régression obtenue pour les deux types de sols.

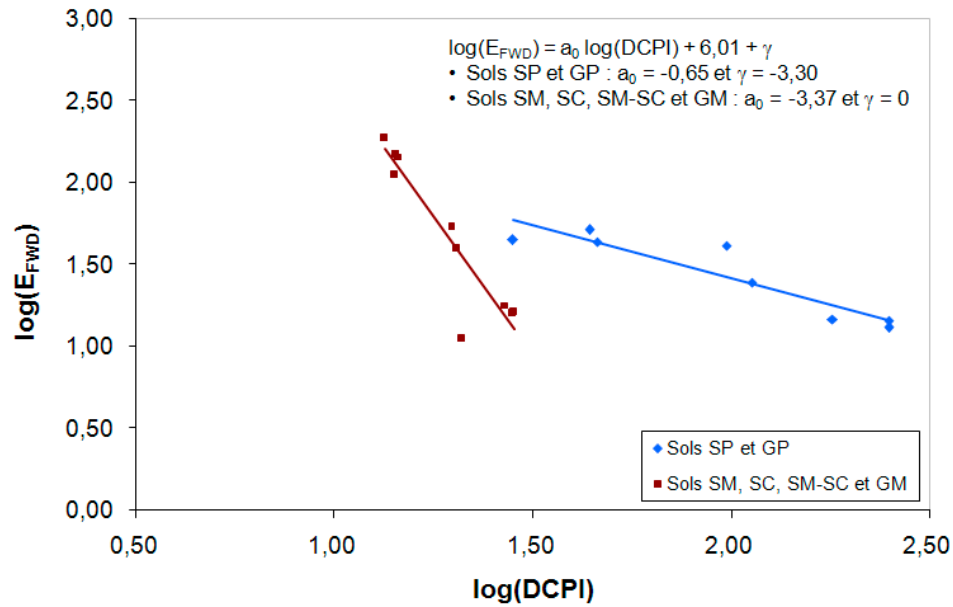


Figure 5.13 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents) (Niveau 2)

La relation proposée pour le niveau 2 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = a_0 \log(DCPI) + 6,01 + \gamma$$

• Sols SP et GP : $a_0 = -0,65$ et $\gamma = -3,30$

• Sols SM, SC, SM - SC et GM : $a_0 = -3,37$ et $\gamma = 0$

[5.29]

$$RMSE = 13 ; R^2 = 0,88 ; N = 19$$

Niveau 3

Afin de cibler les paramètres physiques les plus susceptibles de diminuer la RMSE et d'augmenter le R^2 , des matrices de coefficients de corrélation ont été faites avec les variables explicatives pertinentes pour chacun des deux types de sols (tableaux 5.14 et 5.15).

Tableau 5.14 : Matrice de coefficients de corrélation (sols SP et GP)

	w	ρ	ρ_d	%F	$\log(E_{FWD})$	$\log(DCPI)$
w	1	0,20	-0,43	0,37	-0,88	0,86
ρ		1	0,79	-0,71	-0,46	0,18
ρ_d			1	-0,89	0,14	-0,39
%F				1	-0,08	0,27
$\log(E_{FWD})$					1	-0,93
$\log(DCPI)$						1

Tableau 5.15 : Matrice de coefficients de corrélation (sols SC, SM, SM-SC et GM)

	w	ρ	ρ_d	w_L	w_P	%F	I_P	$\log(E_{FWD})$	$\log(DCPI)$
w	1	-0,14	-0,42	-0,30	-0,26	0,24	-0,06	-0,48	0,35
ρ		1	0,96	0,07	0,74	-0,76	-0,63	-0,57	0,61
ρ_d			1	0,15	0,75	-0,74	-0,55	-0,37	0,45
w_L				1	0,47	-0,24	0,57	0,27	-0,38
w_P					1	-0,85	-0,45	-0,41	0,30
%F						1	0,55	0,51	-0,47
I_P							1	0,66	-0,66
$\log(E_{FWD})$								1	-0,93
$\log(DCPI)$									1

Pour les sols de type SP et GP, les paramètres les plus susceptibles d'influencer le $\log(E_{FWD})$ et le $\log(DCPI)$ (chiffres en gras dans le tableau 5.14) sont : w, ρ et ρ_d . Dans le cas des sols de type SC, SM, SM-SC et GM, ces paramètres (chiffres en gras dans le tableau 5.15) sont : w, ρ , ρ_d , %F et I_P .

En réalisant des essais d'optimisation sur la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne et ce, en incluant diverses combinaisons des paramètres sélectionnés au précédent modèle, il a été possible d'améliorer davantage la qualité de ce dernier. En effet, une meilleure relation a été obtenue pour les deux types de sols en incluant la densité (ρ) et l'indice de plasticité (I_P) dans le modèle.

La corrélation obtenue est :

$$\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + 6,04 + \gamma$$

- Sols SP et GP : $a_0 = -0,26$; $\beta = \rho$ et $\gamma = -3,58$

- Sols SM, SC, SM – SC et GM : $a_0 = -3,47$; $\beta = I_p^{-0,018}$ et $\gamma = 0$

[5.30]

$$RMSE = 9,8 ; R^2 = 0,88 ; N = 19$$

Cependant, dans l'élaboration de modèles pour les sols pulvérulents, il est préférable d'utiliser des propriétés plus facilement obtenues durant les essais de terrain, comme la teneur en eau. Ainsi, des relations qui ont une RMSE légèrement plus élevée, mais qui font intervenir des paramètres plus pertinents au problème, sont plus souhaitables. La figure 5.14 présente une corrélation supplémentaire beaucoup plus facile à utiliser dans la pratique.

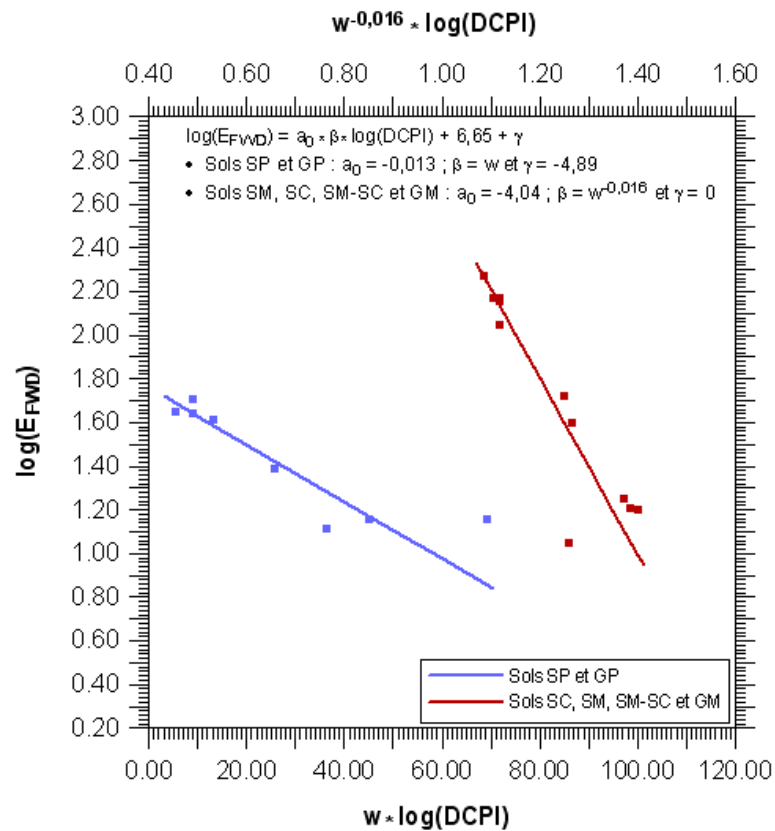


Figure 5.14 : Corrélation établie entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents) (Niveau 3)

La relation proposée pour le niveau 3 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + 6,65 + \gamma$$

- Sols SP et GP : $a_0 = -0,013$; $\beta = w$ et $\gamma = -4,89$
- Sols SM, SC, SM – SC et GM : $a_0 = -4,04$; $\beta = w^{-0,016}$ et $\gamma = 0$

[5.31]

$RMSE = 10,4$; $R^2 = 0,85$; $N = 19$

Le tableau 5.16 résume les relations élaborées entre le module obtenu au FWD et l'indice de pénétration pour les niveaux 1 à 3. Quant aux résultats des divers tests paramétriques effectués lors de l'élaboration des modèles, ils sont présentés au tableau 5.17. Il est à noter que les relations sont basées sur le même modèle que celui de la section 5.2.1.

Tableau 5.16 : Résumé des relations élaborées entre E_{FWD} et DCPI (sols pulvérulents)

Niveau ^a	Type de sol	Coefficient	Valeur	RMSE	R ²
1	Tous les types	a_0	-0,62	45	0,42
		a_1	2,56		
2	Tous les types	a_1	6,01	13	0,88
		β	1		
		SP et GP	-0,65 ; -3,30		
	SM, SC, SM-SC et GM	$a_0 ; \gamma$	-3,37 ; 0		
3	Tous les types	a_1	6,04	9,8	0,88
		SP et GP	-0,26 ; -3,58 ; ρ		
	SM, SC, SM-SC et GM	$a_0 ; \gamma ; \beta$	-3,47 ; 0 ; $I_p^{-0,018}$		
	Tous les types	a_1	6,65		
	SP et GP	$a_0 ; \gamma ; \beta$	-0,013 ; -4,89 ; w	10,4	0,85
SM, SC, SM-SC et GM	$a_0 ; \gamma ; \beta$	-4,04 ; 0 ; $w^{-0,016}$			

^a Modèle : $\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma$

Tableau 5.17 : Résultats des tests paramétriques pour E_{FWD} (sols pulvérulents)

Niveau ^a	Type de sol	Coefficient	Valeur	t*	F*
1	Tous les types	a_0	-0,62	3,54 ^b	12,52 ^d
		a_1	2,56	9,05 ^b	
2	Tous les types	a_1	6,01	12,23 ^c	35,97 ^e
		β	1	-	
		SP et GP	-0,65 ; -3,30	3,95 ^c ; 5,58 ^c	
	SM, SC, SM-SC et GM	$a_0 ; \gamma$	-3,37 ; 0	8,78 ^c ; -	
3.1	Tous les types	a_1	6,04	13,44 ^c	38,10 ^e
		SP et GP	-0,26 ; -3,58 ; ρ	4,14 ^c ; 6,93 ^c ; -	
		SM, SC, SM-SC et GM	$a_0 ; \gamma ; \beta$	-3,47 ; 0 ; $I_p^{-0,018}$	
3.2	Tous les types	a_1	6,65	12,17 ^c	28,56 ^e
		SP et GP	-0,013 ; -4,89 ; w	4,48 ^c ; 8,81 ^c ; -	
		SM, SC, SM-SC et GM	$a_0 ; \gamma ; \beta$	-4,04 ; 0 ; $w^{-0,016}$	

^a Modèle : $\log(E_{FWD}) = a_0 * \beta * \log(DCPI) + a_1 + \gamma$

^b $t_{0,05}(17) = 1,74$; ^c $t_{0,05}(15) = 1,75$; ^d $F_{0,05}(1,17) = 4,45$; ^e $F_{0,05}(3,15) = 3,29$

La significativité de la relation entre la variable dépendante E_{FWD} et les variables explicatives incluses aux modèles a été testée à l'aide d'un test F de Fisher. Avec des valeurs F* beaucoup plus élevées que les valeurs critiques $F_{\alpha}(v_1, v_2)$, il peut être conclu qu'il existe une relation forte entre E_{FWD} et les variables explicatives sélectionnées. Pour ce qui est de la significativité des coefficients individuels des modèles, elle a été testée à l'aide d'un test t de Student. Pour un intervalle de confiance de 95 %, tous les coefficients sont significatifs, car $|t^*| > t_{\alpha}(v_2)$. Afin de comparer les valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées, un test d'égalité des espérances pour des observations paires a été effectué. Le tableau 5.18 présente les valeurs $|t^*|$ obtenues pour les niveaux 1 à 3 ainsi que les probabilités de non dépassement de la valeur critique t ($P(T \leq t)$ bilatéral).

Tableau 5.18 : Test d'égalité des espérances pour E_{FWD} (sols pulvérulents)

Niveau	t* ^a	P(T ≤ t) bilatéral
1	1,52	0,15
2	0,93	0,37
3.1	0,20	0,85
3.2	0,15	0,88

^a $t_{0,025}(18) = 2,10$

Avec des valeurs $|t^*|$ inférieures à la valeur critique $t_{\alpha/2}(n-1)$, l'hypothèse nulle H_0 – *Il n'y a pas de différence significative entre les valeurs prédites et mesurées* – est acceptée. Cependant, comme les probabilités de non dépassement sont largement supérieures au seuil critique seulement pour les niveaux 2 et 3, la prédictibilité des modèles développés entre le module obtenu au FWD et l'indice de pénétration est validée uniquement pour ces deux niveaux.

La figure 5.15 présente les valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées pour le modèle du niveau 3 qui est proposé. Comme les points sont très bien regroupés le long de la ligne d'égalité, il peut être affirmé que la corrélation élaborée est robuste et que l'ajout de paramètres qui tiennent compte des propriétés des sols a permis de raffiner considérablement le modèle.

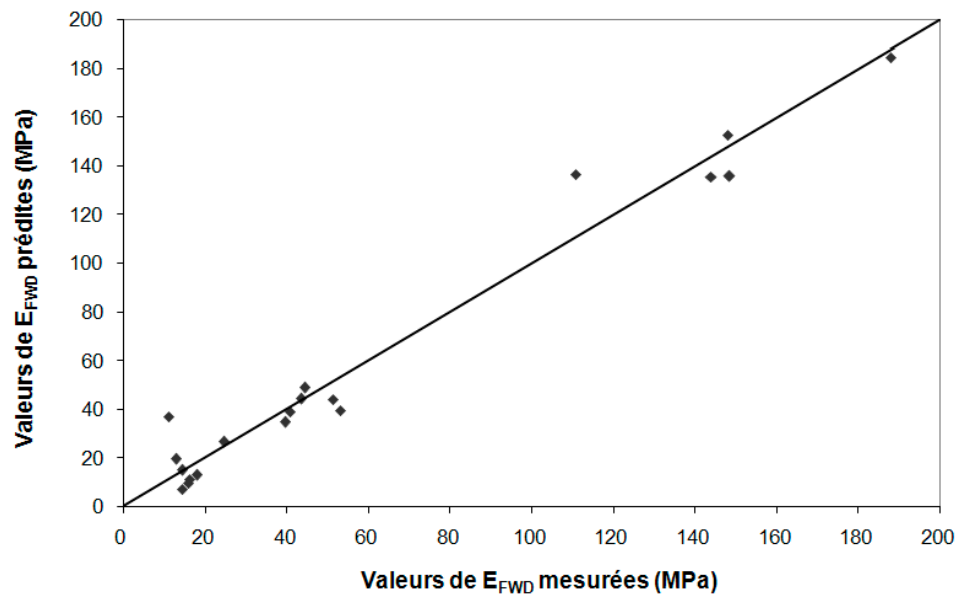


Figure 5.15 : Valeurs de E_{FWD} prédites et mesurées (sols pulvérulents) (Niveau 3)

5.2.3 Analyse bénéfices-coûts

Dans le but de quantifier les bénéfices des modèles élaborés entre le module rétro-calculé et l'indice de pénétration, une analyse bénéfices-coûts a été réalisée à l'aide du logiciel de dimensionnement structural des chaussées souples « Chaussée II » du Ministère des Transports du Québec (MTQ). En effectuant des essais d'optimisation structurale, le coût total d'une chaussée locale typique a été évalué en \$/m² pour deux types de sols d'infrastructure différents : CH (argiles inorganiques de plasticité élevée) et SP (sables uniformes). Pour chacun d'eux, la variation du coût de la chaussée par kilomètre associée à une variation de la valeur du module réversible du sol d'infrastructure (M_r) a été évaluée. Ceci a été fait en comparant les résultats obtenus avec la valeur par défaut M_r du logiciel et la valeur moyenne M_r des sols testés (tableau 5.19). Aussi, la précision des modèles élaborés à la section 5.2 a été interprétée en termes de variation du coût de la chaussée par kilomètre dans le tableau 5.20.

Tableau 5.19 : Analyse bénéfices-coûts

Type de sol d'infrastructure	Module réversible (MPa)	Variation du coût de la chaussée par kilomètre* (\$)	
CH ($I_L < 0,9$)	Valeur par défaut	31	17 340
	Valeur moyenne des sols testés	99	
SP	Valeur par défaut	82	13 980
	Valeur moyenne des sols testés	30	

* Largeur de la chaussée = 6 m

Tableau 5.20 : Précision des modèles en termes de variation du coût de la chaussée

Type de sol d'infrastructure	Modèle	Variation du coût de la chaussée par kilomètre* (\$)
CH ($I_L < 0,9$)	Niveau 1	16 140
	Niveau 2	9 060
	Niveau 3	1 740
SP	Niveau 1	96 300
	Niveau 2	8 700
	Niveau 3	4 860

* Largeur de la chaussée = 6 m

Comme le démontrent les valeurs du tableau 5.19, l'écart entre la valeur par défaut du module réversible du sol d'infrastructure et la valeur moyenne des sols testés génère une variation du coût de la chaussée par kilomètre non négligeable. Pour les sols de type CH, l'utilisation de la valeur M_r d'infrastructure estimée à partir d'essais DCP au lieu de la valeur par défaut M_r du logiciel, qui est sous-estimée, entraîne un bénéfice total de 17 340 \$ par kilomètre. Au contraire, pour les sols de type SP, la valeur par défaut M_r du logiciel est surestimée et un coût additionnel de 13 980 \$ par kilomètre est requis pour une conception sécuritaire et adéquate. Il est à noter que la valeur moyenne M_r obtenue pour les sols testés de type CH est plus élevée que celle obtenue pour les sols testés de type SP, car les essais de laboratoire ont été réalisés sur des sols pulvérulents qui ont été manuellement reconstitués et compactés, ce qui leur confère une rigidité moindre.

En ce qui a trait à la précision des modèles en termes de variation du coût de la chaussée par kilomètre (tableau 5.20), elle augmente avec le niveau du modèle, ce qui démontre la pertinence d'utiliser le plus haut niveau lorsque possible. Ici, le calcul de la variation est fait sur la base de l'écart type de la prédiction des modèles de chaque niveau.

CHAPITRE VI

DISCUSSION

Dans la présente section, quelques points observés à la suite des essais et de l'élaboration des corrélations vont être discutés. Tout d'abord, les divers problèmes rencontrés seront résumés, l'application des modèles sera critiquée, les avantages des modèles seront décrits et enfin, des possibilités de recherches additionnelles seront suggérées.

6.1 Problèmes rencontrés

Deux principales sources d'erreurs ont été rencontrées lors de la réalisation de l'étude. Premièrement, en ce qui concerne les essais de terrain, la variation spatiale des propriétés du sol peut avoir légèrement biaisé les résultats des essais de caractérisation géotechnique et comportementale obtenus. Cependant, ce biais peut être négligé puisqu'il a la propriété de se normaliser à l'étape de l'élaboration des corrélations et qu'il devient, par le fait même, une partie intégrante de l'erreur quadratique moyenne. Deuxièmement, même si les différents essais ont été réalisés selon les normes et procédures établies, il n'est pas impossible que la variabilité due aux utilisateurs ait influencé quelque peu les données obtenues.

Par ailleurs, divers problèmes ont été rencontrés lors de la réalisation de l'étude. Tout d'abord, il était prévu d'effectuer des essais de laboratoire sur un sable argileux (SC). Cependant, ces essais ont été remplacés par d'autres comparables sur le terrain, car il était impossible d'atteindre les conditions du programme expérimental désirées, en particulier en ce qui a trait à la compaction et la saturation de ce type de sol. Les limitations des appareils utilisés ont également obligé le rejet de quelques observations. En effet, l'essai scissométrique ne pouvait être réalisé lorsque le sol testé était trop ferme, car la résistance élevée du sol aurait provoqué le bris de l'appareil. À l'inverse, lorsque le sol testé était trop mou, c'est l'essai au pénétromètre à cône dynamique qui ne pouvait être réalisé, car il s'enfonçait sous son propre poids dans le sol. Enfin, lors des essais de terrain, un sol contenant une forte proportion de matière organique (observations du site de St-Augustin) ainsi

qu'un autre, altéré par la présence de béton bitumineux recyclé (observations de la fosse SERUL 2), ont été découverts et ils ont donc été rejetés de l'analyse.

6.2 Application des modèles

En ce qui a trait aux modèles qui mettent en relation la résistance au cisaillement et les valeurs d'indice de pénétration, les domaines d'application peuvent être considérés comme étant $10 < DCPI < 200$, si on se base sur l'ensemble des valeurs obtenues. Selon la précision désirée et l'information disponible sur les propriétés des sols, trois niveaux de relations sont proposés. Quant aux modèles qui mettent en relation les modules rétro-calculés et les valeurs d'indice de pénétration, les domaines d'application peuvent être considérés comme étant $10 < DCPI < 200$ (sols cohérents) et $10 < DCPI < 250$ (sols pulvérulents), si on se base sur l'ensemble des valeurs obtenues. Pour ces modèles, seules les corrélations des niveaux 2 et 3 sont recommandées. En effet, la relation du niveau 1 est considérée imprécise, car elle peut engendrer des erreurs d'estimation importantes étant donné la faiblesse de son coefficient de détermination. Bien évidemment, pour assurer la validité des corrélations élaborées, les essais de caractérisation géotechnique doivent être faits conformément aux normes établies.

6.3 Avantages des modèles

Le DCP est un outil très polyvalent qui, lorsque jumelé à des modèles d'interprétation appropriés, permet la détermination de plusieurs caractéristiques des couches de la chaussée. Dans la présente étude, des modèles ont été élaborés dans le but d'assurer une bonne exploitation des résultats obtenus à l'aide du DCP dans le contexte géologique de la Province de Québec. Les modèles décrivent la relation entre, les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre), d'une part, et les propriétés résilientes (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion), d'autre part, avec les valeurs d'indice de pénétration de divers sols.

En ce qui a trait à la relation entre la résistance au cisaillement et l'indice de pénétration, des modèles de haute prédictibilité ont été obtenus pour les trois niveaux d'interprétation. Ainsi, l'ajout de variables explicatives n'est pas primordial pour l'obtention d'une erreur faible. Quant à la relation entre le module rétro-calculé et l'indice de pénétration, la présente étude a démontré qu'il

est nécessaire d'ajouter aux modèles des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols pour l'obtention d'une erreur faible.

Dans le but de déterminer les paramètres physiques les plus susceptibles d'améliorer la qualité des modèles, une analyse de régression a été réalisée en considérant le niveau de covariance entre diverses variables explicatives et la variable dépendante des modèles. Pour les sols cohérents, les variables explicatives retenues sont : la masse volumique sèche, l'indice de plasticité et l'indice de liquidité, alors que pour les sols pulvérulents, ce sont : la masse volumique et l'indice de plasticité ou la teneur en eau.

6.4 Possibilités de recherches futures

Quelques améliorations peuvent être apportées au présent projet. Tout d'abord, des essais additionnels pourraient être réalisés afin de valider les modèles élaborés. Des données supplémentaires permettraient également d'approfondir les connaissances actuelles sur le comportement des silts qui, pour l'instant, est resté en suspend, car les résultats obtenus ne semblent pas représentatifs. Aussi, des observations supplémentaires pour des sols ayant des indices de pénétration situés entre 3 et 10 mm/coup permettraient d'élargir le domaine d'application des corrélations établies.

CHAPITRE VII

CONCLUSION

L'objectif principal de la recherche, qui était d'élaborer des modèles mettant en relation, d'une part, les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) et, d'autre part, les propriétés résilientes (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion) avec les valeurs d'indice de pénétration a été atteint. Les corrélations recherchées incluent des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols. Pour atteindre l'objectif global, plusieurs sous-objectifs ont été réalisés. Tout d'abord, une synthèse de l'information disponible sur les corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration et les différents paramètres de conception, plus particulièrement les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés a été faite. Cinq sols pulvérulents ont été reconstitués et dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois ont été étudiés. Des essais de laboratoire ont été réalisés sur les sols pulvérulents reconstitués alors que des essais de terrain ont été réalisés sur les sites à sol cohérent ainsi que sur chacune des fosses du SERUL. Finalement, des essais de caractérisation géotechnique ont été effectués sur tous les sols testés.

Le projet a donc permis d'établir des relations mathématiques solides entre l'indice de pénétration dynamique et la résistance au cisaillement du sol, d'une part, puis le module rétro-calculé, d'autre part. Les relations ont été élaborées selon trois différents niveaux incluant des relations directes $DCPI-E_{FWD}$ ou $DCPI-C_u$ spécifiques à la classification des sols et des relations faisant intervenir des propriétés des sols en tant que variables explicatives. Un minimum d'information est nécessaire sur le sol testé pour le premier niveau, la classification du sol est requise pour l'utilisation du deuxième niveau, alors que le troisième niveau fait intervenir des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols comme la teneur en eau, les limites de consistance ou la masse volumique. Pour ce qui est des relations $DCPI-C_u$, l'ajout de variables explicatives a permis de faire diminuer l'erreur type de 33 % (niveau 1) à 10 % (niveau 3). Quant aux relations $DCPI-E_{FWD}$, les variables explicatives ont fait diminuer l'erreur type de 70 % (niveau 1) à 16 % (niveau 3) pour les sols cohérents et de 75 % (niveau 1) à 16 % (niveau 3) pour les sols pulvérulents.

Les modèles s'appliquent à la plupart des sols québécois. Il est recommandé d'utiliser les modèles du plus haut niveau lorsque possible. En fait, le premier niveau doit être utilisé seulement si les variables explicatives ne peuvent être disponibles ou pour une première approximation. Les modèles élaborés ne sont pas recommandés pour les sols pulvérulents qui ont un indice de pénétration inférieur à 10 mm/coup, car ces valeurs vont au-delà du domaine d'application des corrélations établies.

Bibliographie

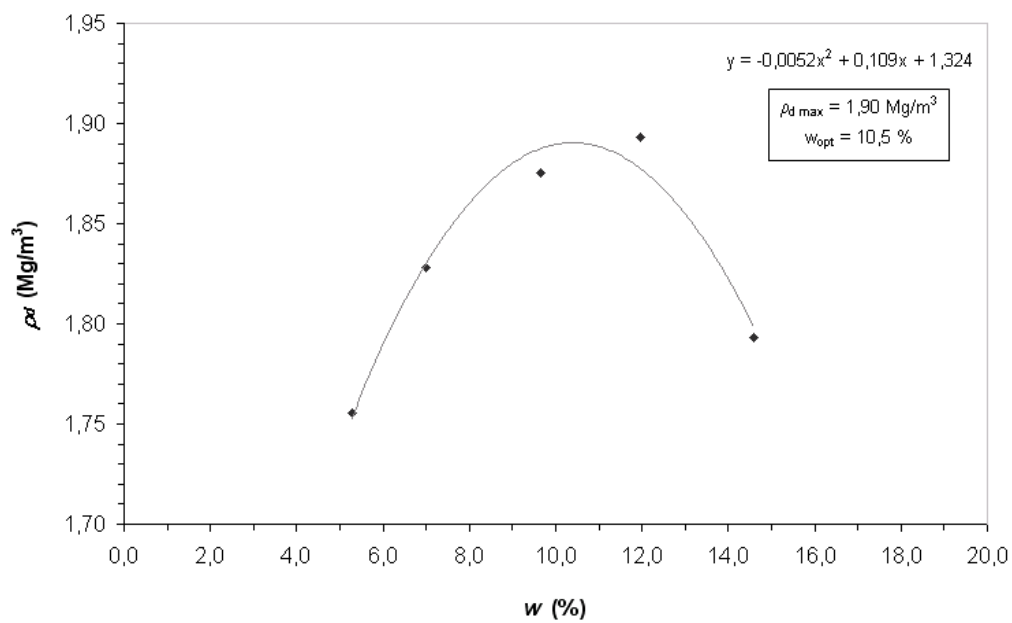
- AASHTO (1993), *Guide for the design of pavement structures*, Washington, D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (2002), *Guide for the design of new and rehabilitated pavement structures*, Washington, D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Alshibli, K.A., Abu-Farsakh, M. and Seyman, E. (2005), *Laboratory evaluation of the geogauge and light falling weight deflectometer as construction control tools*, Journal of Material in Civil Engineering, **17**(5), pp. 560-569.
- Amini, F. (2003), *Potential applications of dynamic and static cone penetrometers in MDOT pavement design and construction*, Final report, Department of Civil Engineering, Jackson State University, Mississippi, 31 p.
- Black, W.P.M. (1961), *The calculation of laboratory and in-situ values of California Bearing Ratio from bearing capacity data*, Geotechnique, **11**, pp. 14-21.
- Bro, C. and a/s. (2006), *Prima 100 portable falling weight deflectometer*, User Manual, 35 p.
- Canadian Manual for foundation engineering (1994), Ottawa, Ontario, Canadian Geotechnical Society, P. Morin Editors.
- Chen, J., Hossain, M. and LaTorella, T.M. (1999), *Use of falling weight defectometer and dynamic cone penetrometer in pavement evaluation*, Transportation Research Record No. 1655, Transportation Research Board, pp. 145-151.
- Chua, K.M. (1988), *Determination of CBR and elastic modulus of soils using a portable pavement dynamic cone penetrometer*, Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiters (ed), Balkema, Rotterdam.
- Coonse, J. (1999), *Estimating California Bearing Ratio of cohesive Piedmont residual soil using the Scala dynamic cone penetrometer*, Master's Thesis (MSCE), North Carolina State University, Raleigh, N.C.
- Doré, G. (2006), *Conception et réhabilitation des chaussées*, GCI-10202 (notes de cours), Université Laval, Département de Génie Civil, Québec.
- Drouin, P. (2004), *Étude du comportement de la route 175 dans le parc des Laurentides*, Département de Génie Civil, Université Laval, Mémoire de maîtrise, 354 p.
- Duncan, J.M. and Buchignani, A.L. (1976), *An engineering manual for settlement studies*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 94 p.

- Edil, T.B. and Benson, C.H. (2005), *Investigation of the DCP and SSG as alternative methods to determine subgrade stability*, Report SPR# 0092-01-05, University of Wisconsin-Madison, 163 p.
- Ese, D., Myre, J., Noss, P.M. and Vaernea, E. (1994), *The use of dynamic cone penetrometer (DCP) for road strengthening design in Norway*, Proc. Int. Conf. on Bearing Capacity of Rd. and Airfield, pp. 3-22.
- Gabr, M.A., Hopkins, K., Coonse, J. and Hearne, T. (2000), *DCP criteria for performance evaluation of pavement layer*, Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, **14**(4), pp. 141-148.
- George, K.P. and Uddin, W. (2000), *Subgrade characterization for highway pavement design*, Final report, Department of Civil Engineering, University of Mississippi, Mississippi, 123 p.
- Harison, J.R. (1989), *In situ CBR determination by DCP testing using a laboratory-based correlation*, Australian Road Research, **19**(4), pp. 313-317.
- Hassan, A., (1996), *The effect of material parameters on dynamic cone penetrometer results for fine-grained soils and granular materials*, Ph.D. Dissertation, Oklahoma State University, Stillwater, Oklahoma.
- Holtz, R.D. and Kovacs, W. (1991), *Introduction à la géotechnique*, Canada, École Polytechnique de Montréal, 808 p.
- Kleyn, E.G. (1975), *The use of the dynamic cone penetrometer (DCP)*, Rep. No. L2/74, Transvaal Roads Department, Pretoria, South Africa.
- Kleyn, E.G. and Savage, P.E. (1982), *The application of the pavement DCP to determine the bearing properties and performance of the road pavements*, International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trodheim, Norway.
- Konrad, J.-M. and Lachance, D. (2001), *Use of in situ penetration tests in pavement evaluation*, Department of Civil Engineering, Laval University, Sainte-Foy, Quebec, Canada, 12 p.
- Lambert, J.P., Fleming, P.R. and Frost, M.W. (2006), *Laboratory assessment of coarse granular foundation materials*, Transportation Research Record No. 1952, Transportation Research Board, pp. 58-67.
- Lekarp, F., Isacsson, U. and Dawson, A. (2000), *Resilient response of unbound aggregates*, Journal of Geotechnical Engineering, **126**(1).
- Li, D. and Seling, E.T. (1994), *Resilient modulus for fine-graded subgrade soils*, Journal of Geotechnical Engineering, **120**(6).
- Livneh, M. (1987), *Validation of correlations between a number of penetration tests and in situ California Bearing Ratio tests*, Transportation Research Record No. 1219, Transportation Research Board, pp. 56-67.

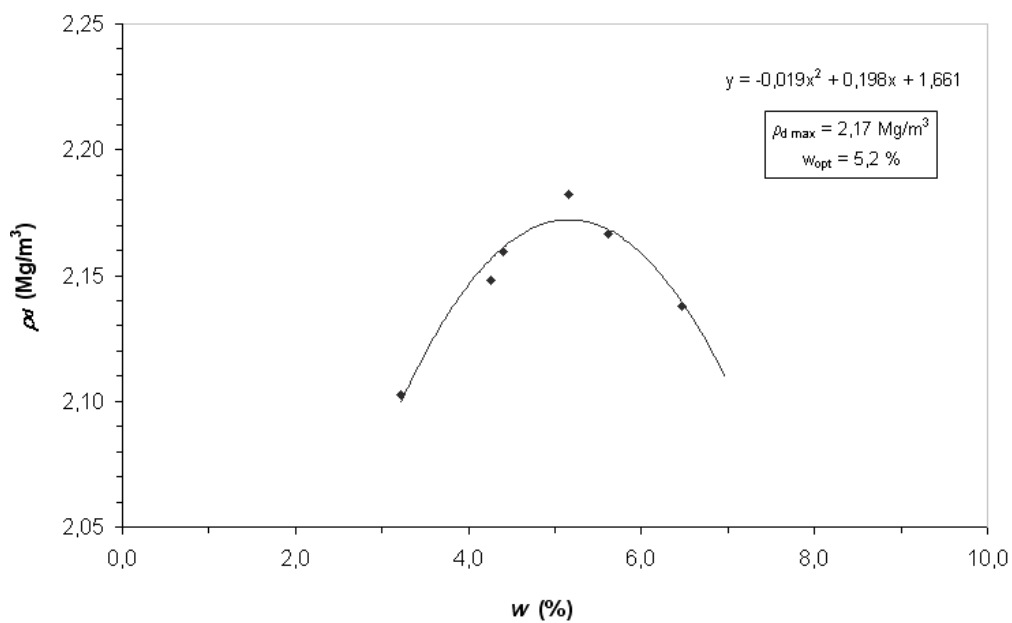
- Livneh, M., Ishai, I. and Livneh, N.A. (1992), *Automated DCP device versus manual DCP device*, Rd. and Transport Res., **1**(4).
- Livneh, M., Ishai, I. and Livneh, N.A. (1995), *Effect of vertical confinement on dynamic cone penetrometer strength values in pavement and subgrade evaluations*, Transportation Research Record No. 1473, Transportation Research Board, pp. 1-9.
- Livneh, M. (2000), *Friction correction equation for the dynamic cone penetrometer in subsoil strength testing*, Paper presented at the 79th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, D.C.
- Rada, G. and Witczak, W. (1981), *Comprehensive evaluation of laboratory resilient modulus results for granular soils*, Transportation Research Record No. 810, Transportation Research Board, pp. 23-33.
- Seed, H.B., Chan, C.K. and Lee, C.E. (1962), *Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements*, Proc. First Int. Conf. on Struct. Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor.
- Stolle, D. and Hein, D. (1989), *Parameter estimates of pavement structure layers and uniqueness of the solution*, In Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli, Edited by A.J. Bush III and G.Y. Baladi, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP 1026, pp. 313-322.
- Sukumaran, B., Kyatham, V., Shah, A., Sheth, D. (2002), *Suitability of using California Bearing Ratio test to predict resilient modulus*, Department of Civil and Environmental Engineering, Rowan University, Glassboro, New Jersey, 9 p.
- Thivierge, F. (1998), *Réhabilitation de chaussées en fonction des effets du gel et autres contraintes : analyse des comportements thermiques et mécaniques*, M.Sc. Thèse, Département de Génie Civil, Université Laval, Sainte-Foy, Québec.
- Thompson, M.R. and Robnett, Q.L. (1979), *Resilient properties of subgrade soils*, Journal of Transportation Engineering, ASCE, **15**(1), pp. 71-89.

**COURBES MASSE VOLUMIQUE SÈCHE – TENEUR EN EAU
(ESSAI PROCTOR MODIFIÉ)**

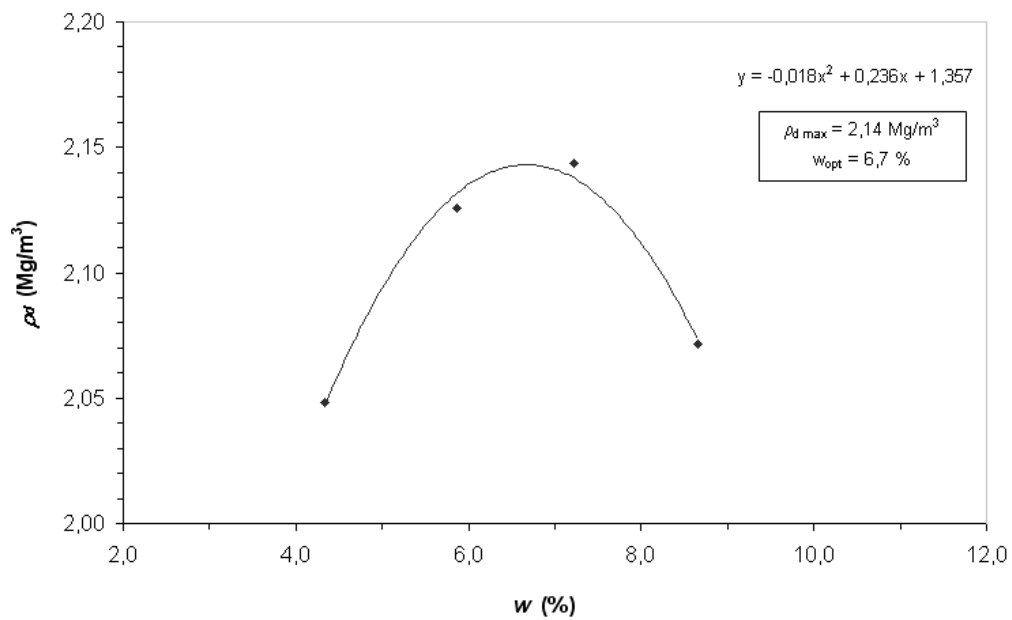
Programme expérimental réalisé en laboratoire



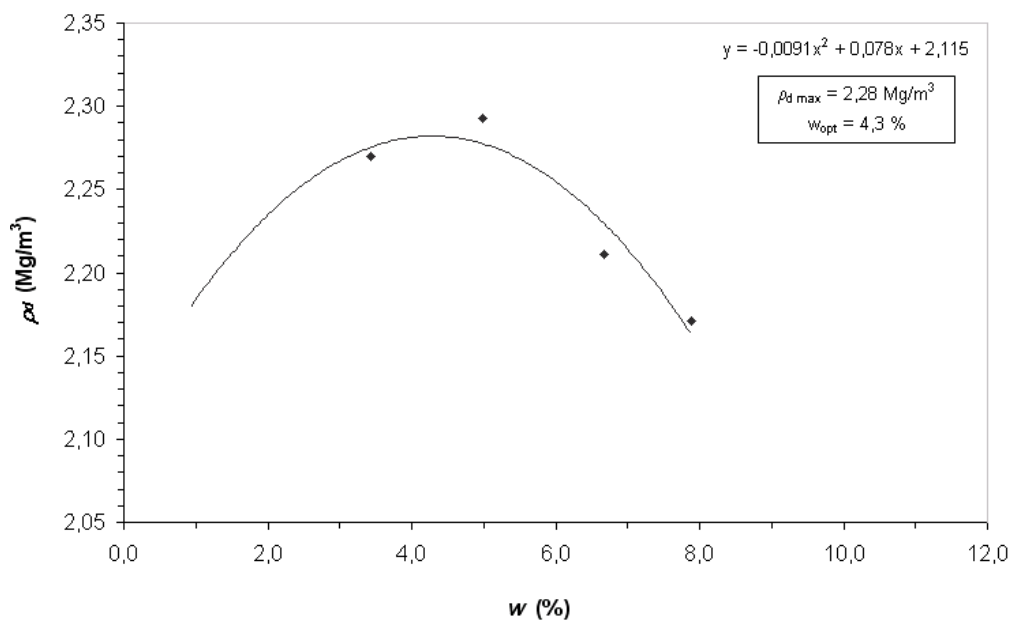
Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Sol SP)



Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Sol GP)

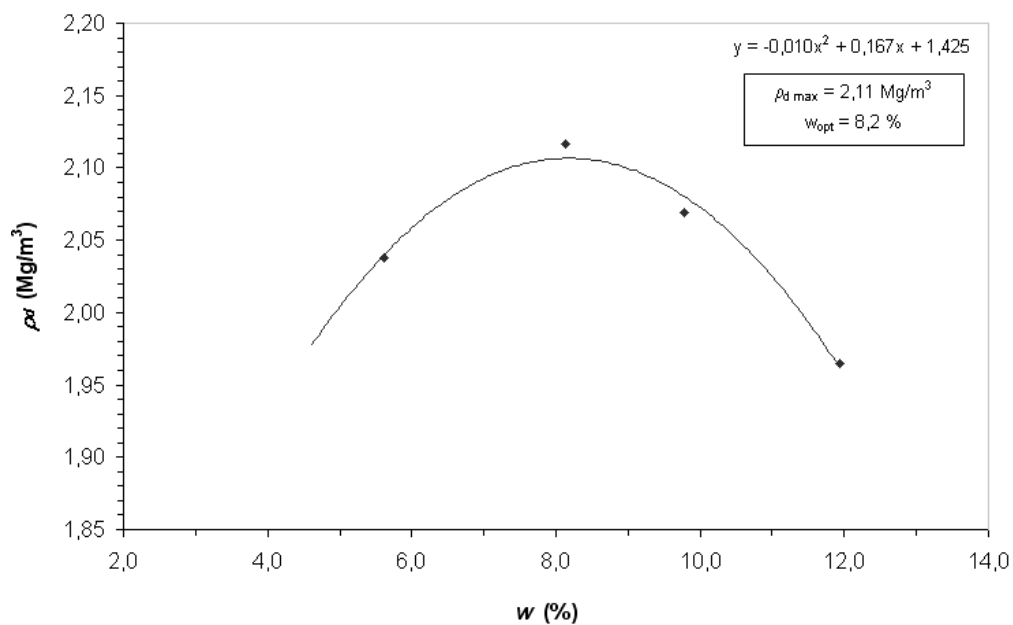


Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Sol SM)

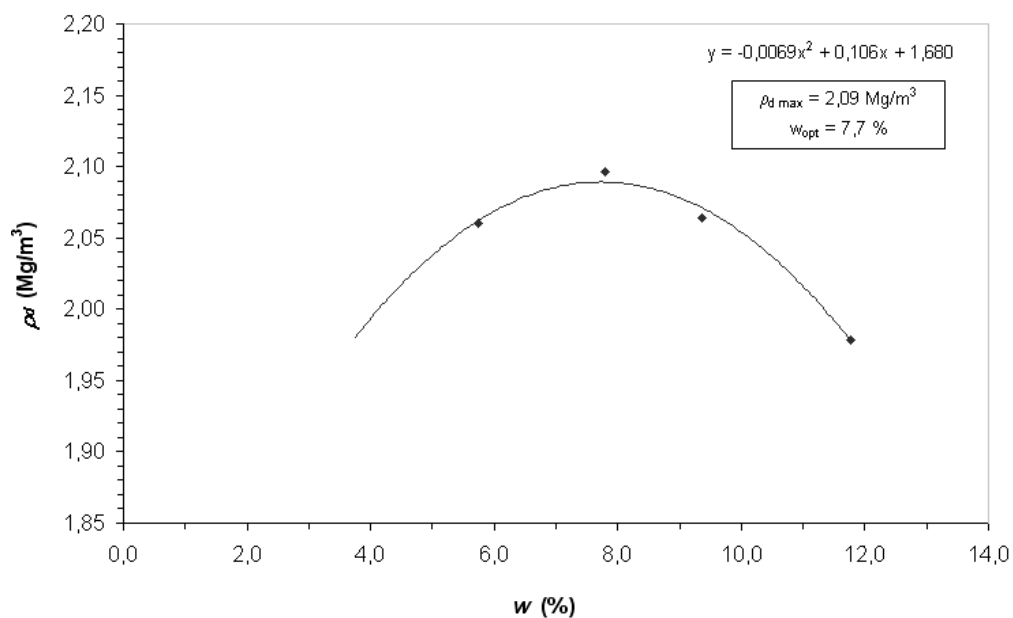


Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Sol GM)

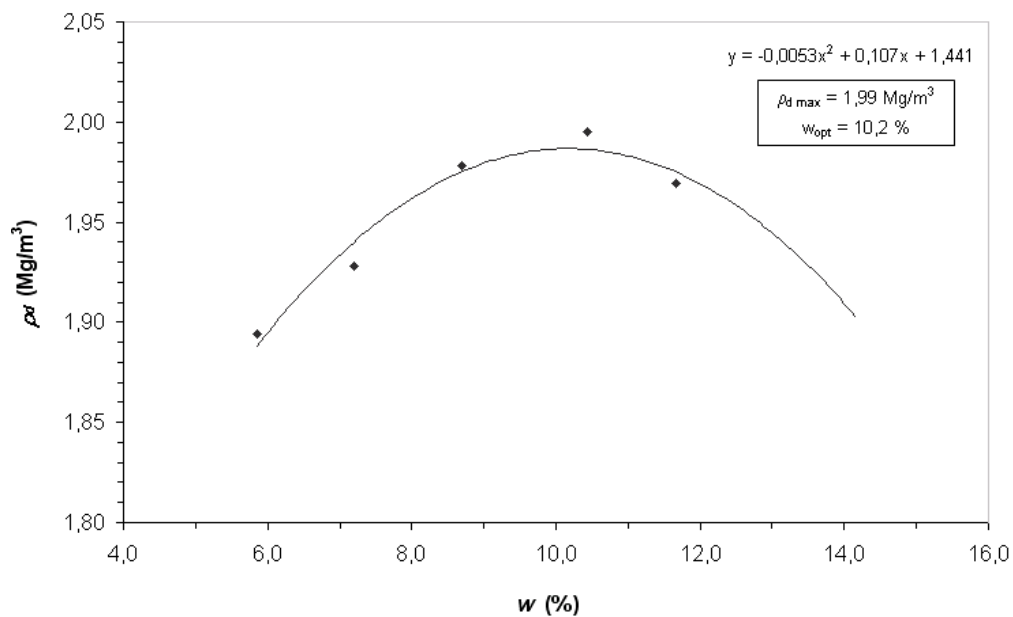
Programme expérimental réalisé sur le terrain - Fosses SERUL



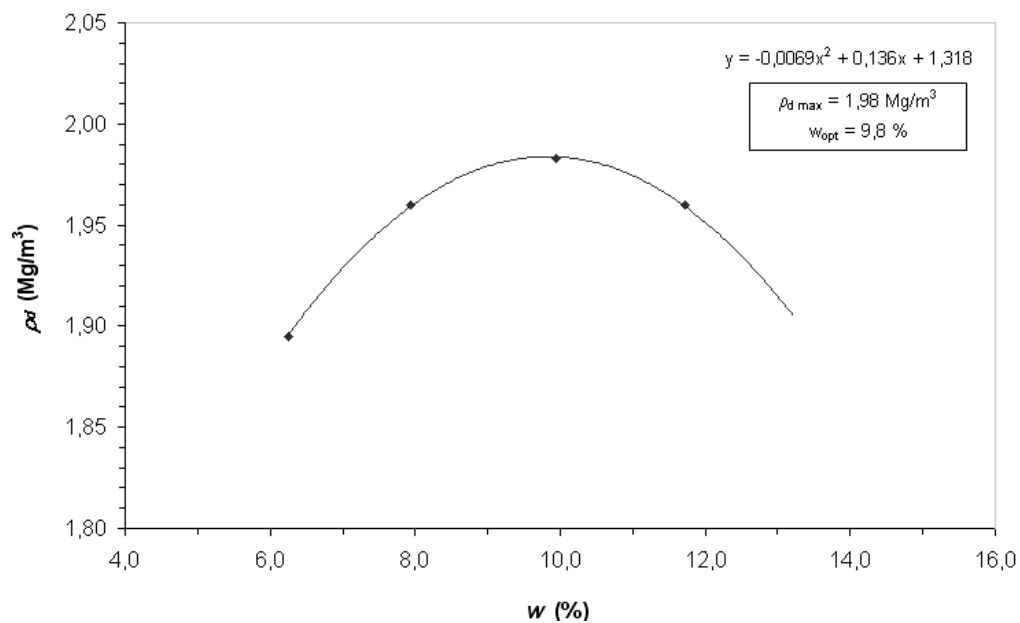
Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Fosse 1 « point 1 »)



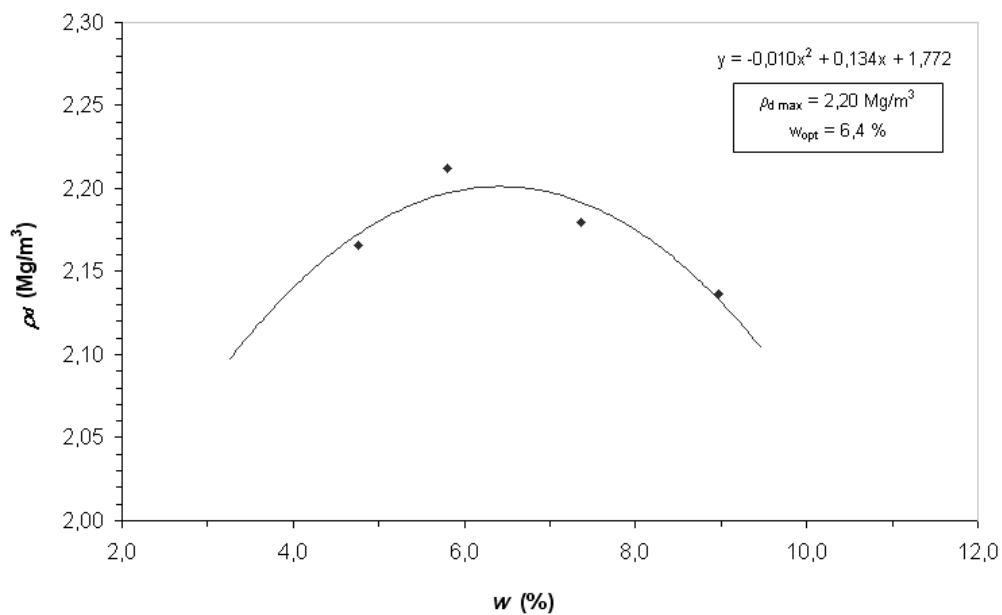
Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Fosse 1 « point 2 »)



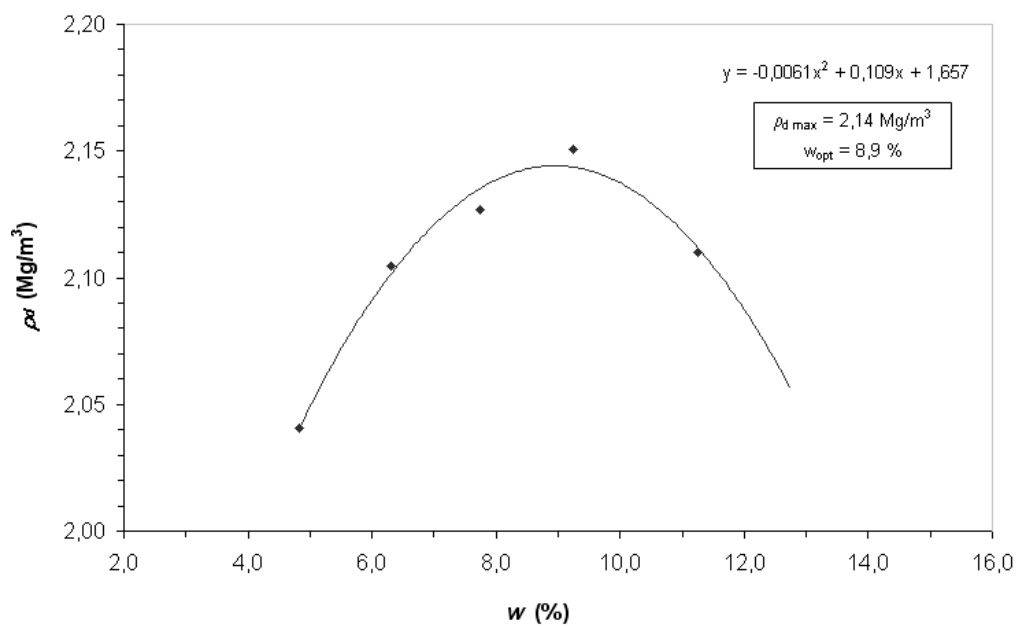
Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Fosse 2 « point 1 »)



Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Fosse 2 « point 2 »)



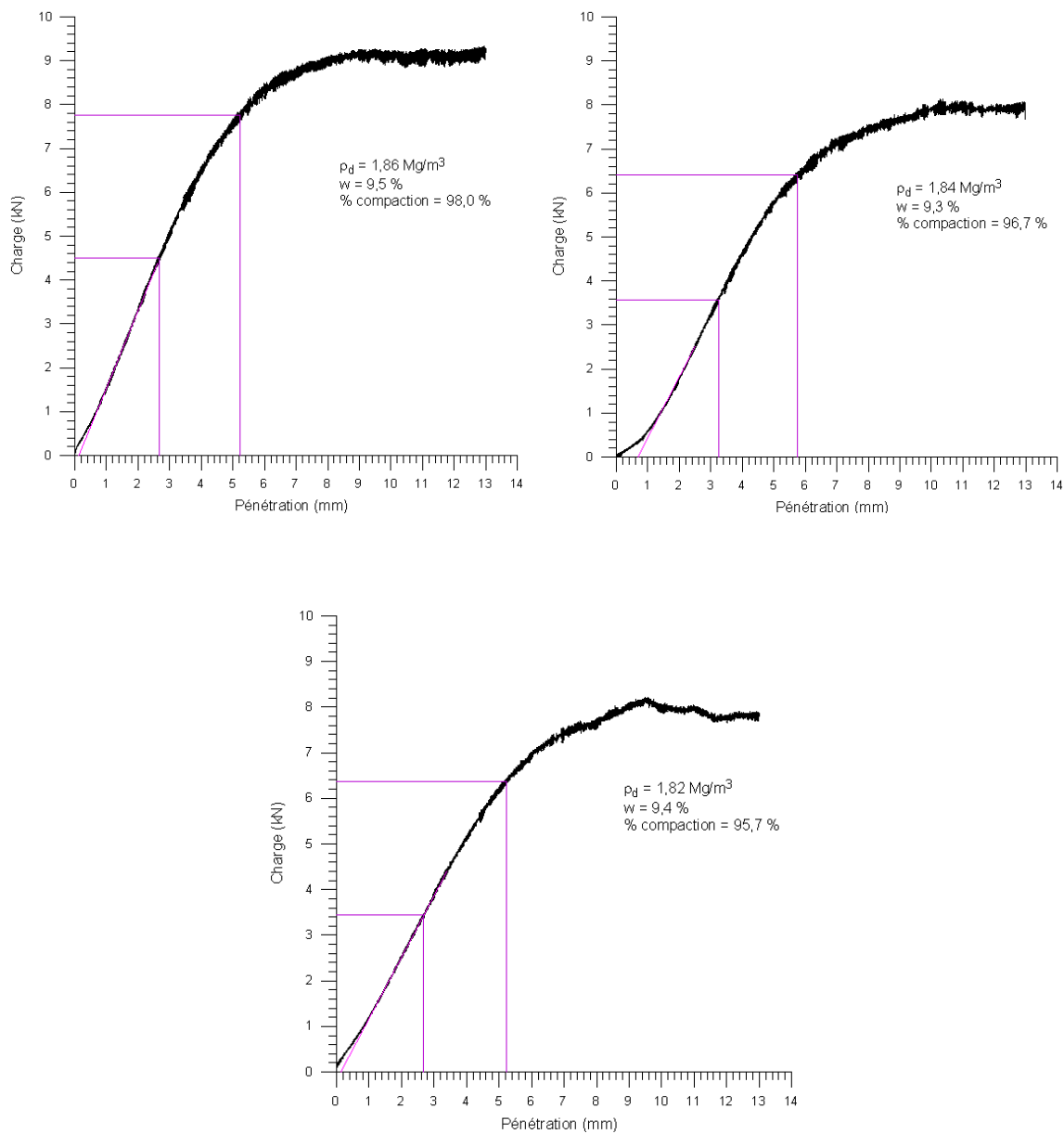
Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Fosse 3)



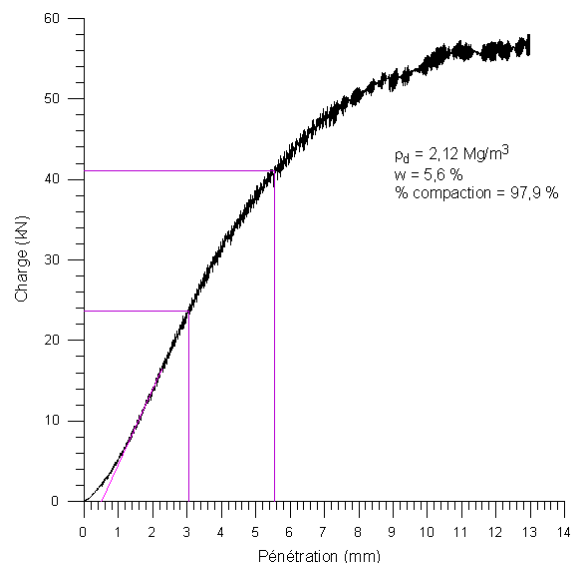
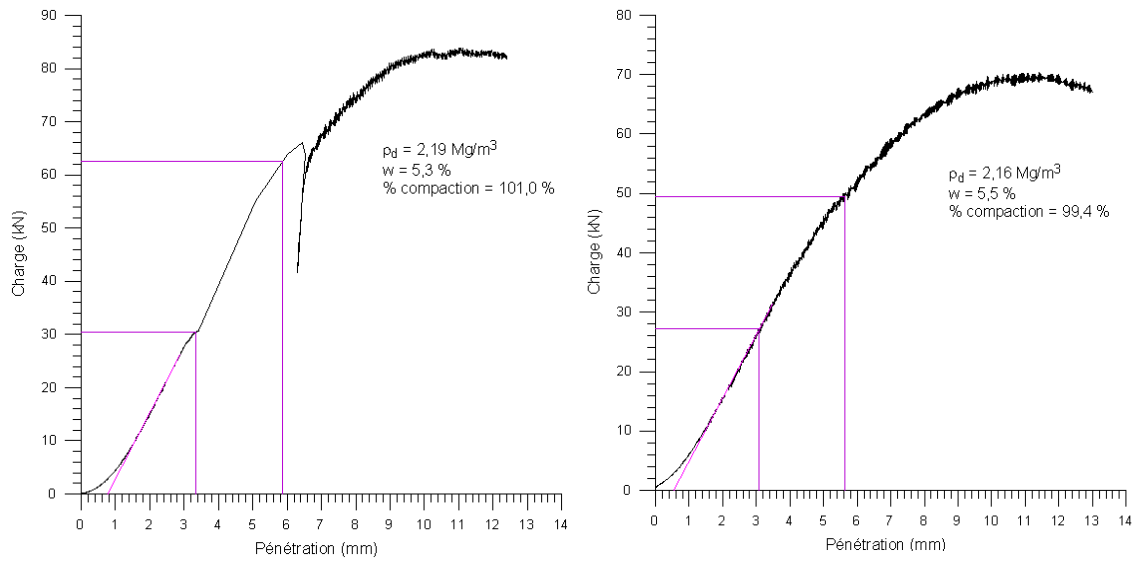
Courbe masse volumique sèche – teneur en eau (Fosse 4)

**COURBES CHARGE – PÉNÉTRATION
(ESSAI CBR)**

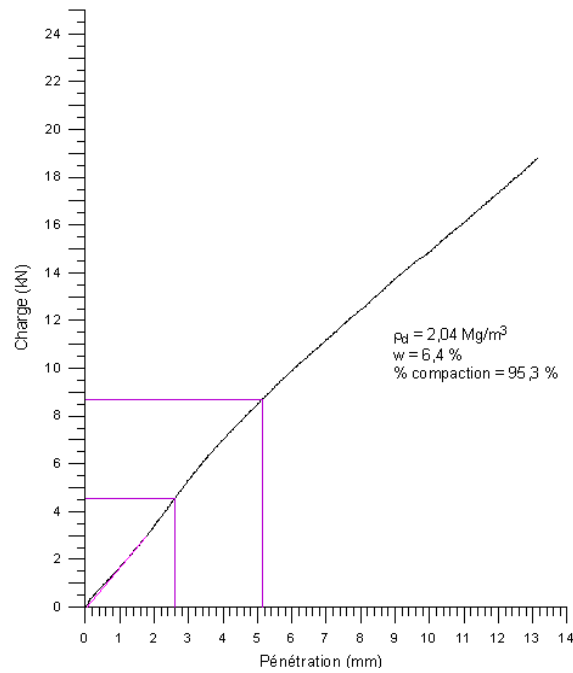
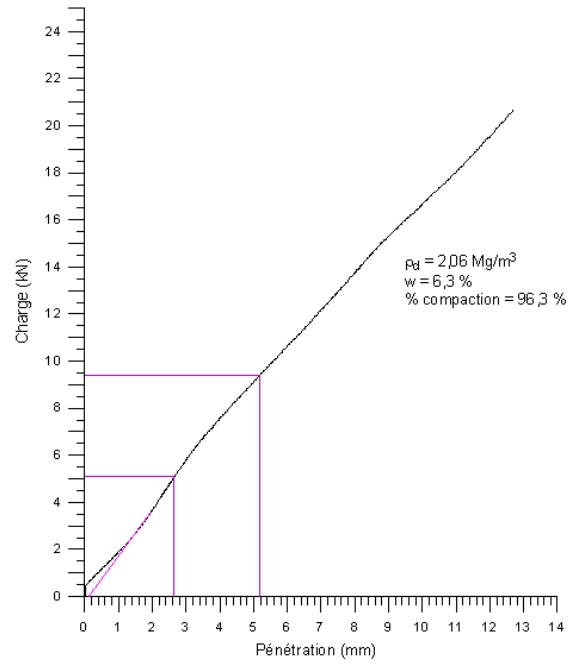
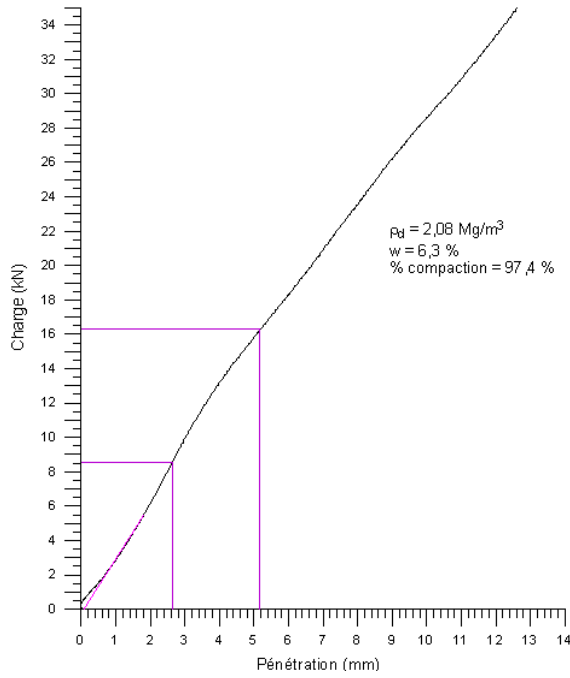
Programme expérimental réalisé en laboratoire



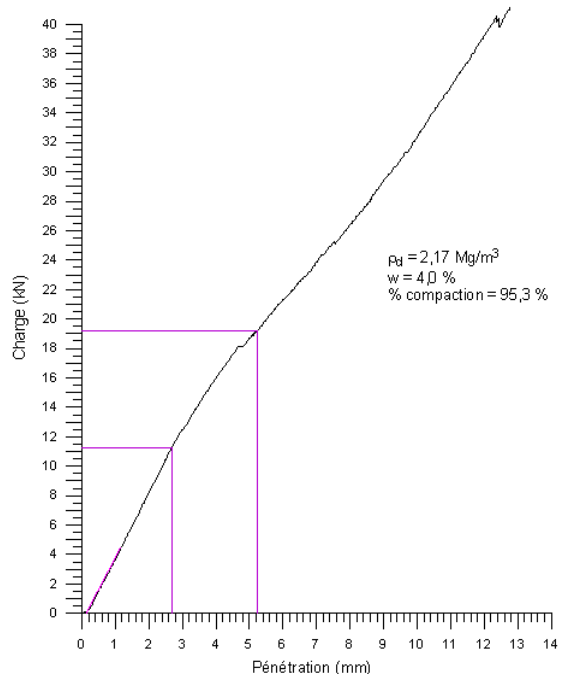
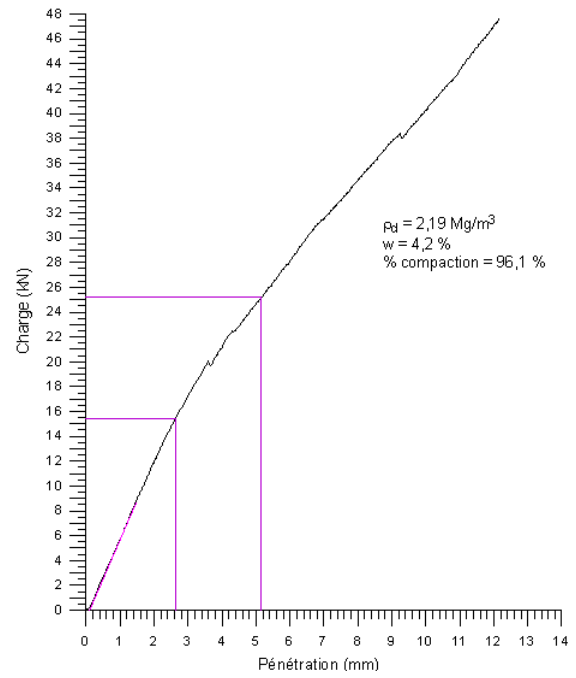
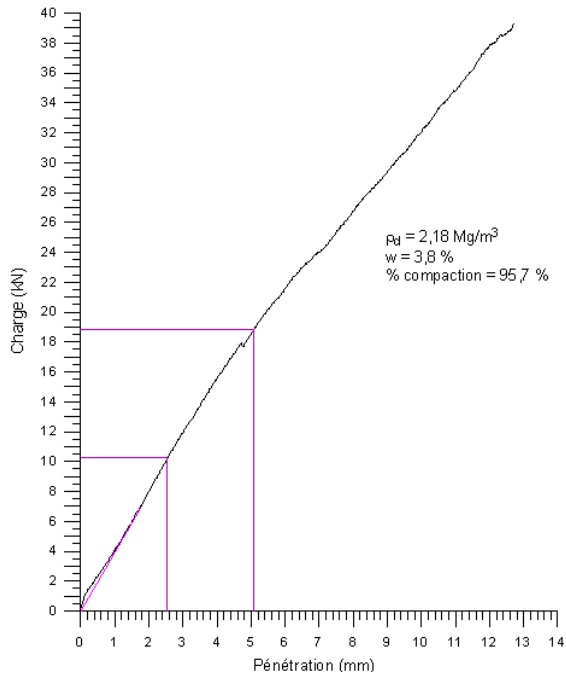
Courbes charge – pénétration (Sol SP)



Courbes charge – pénétration (Sol GP)

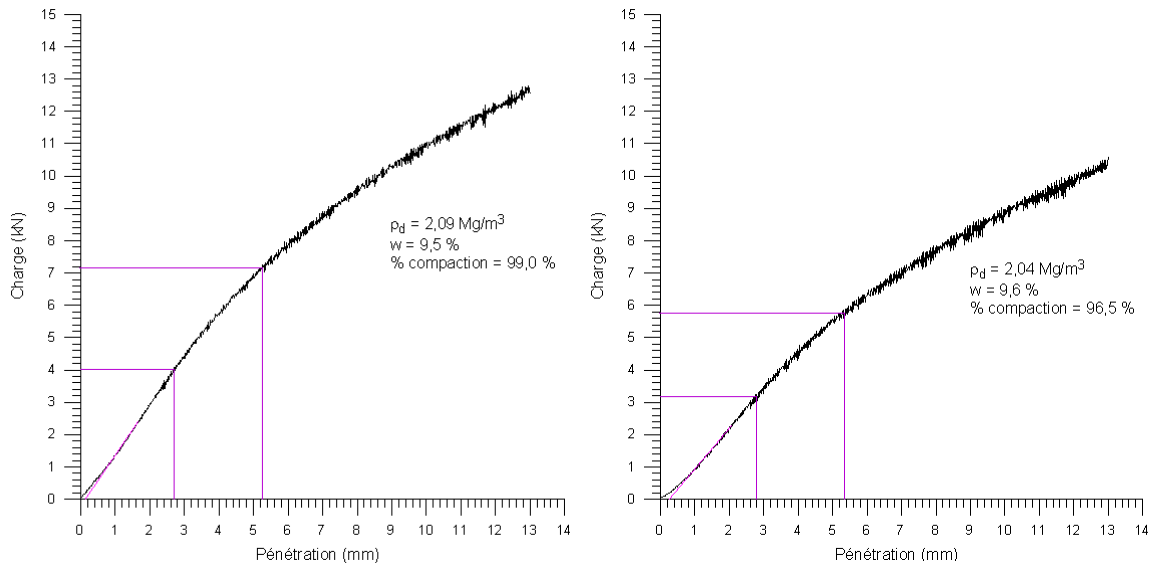


Courbes charge – pénétration (Sol SM)

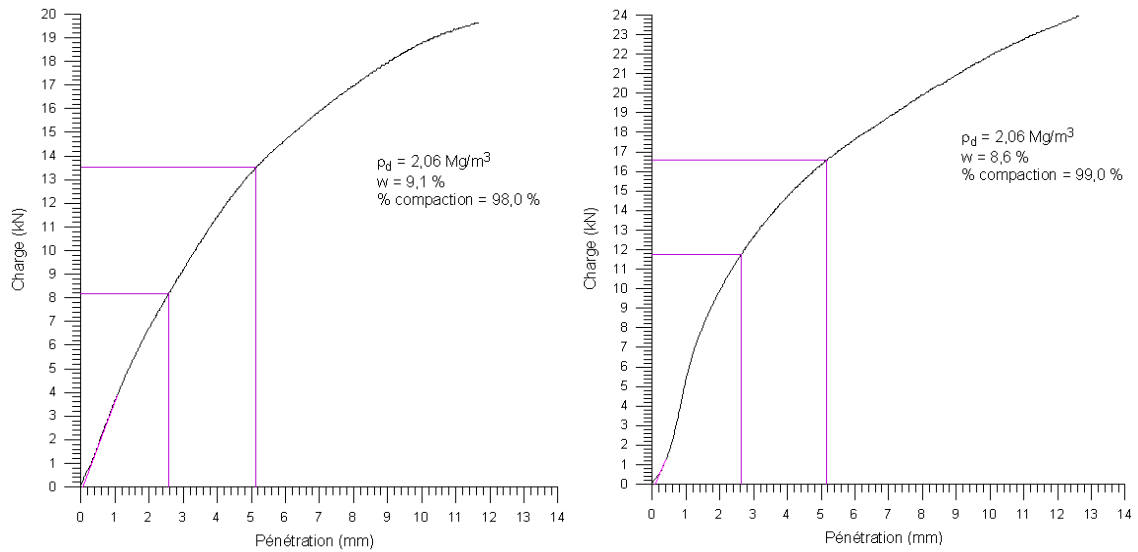


Courbes charge – pénétration (Sol GM)

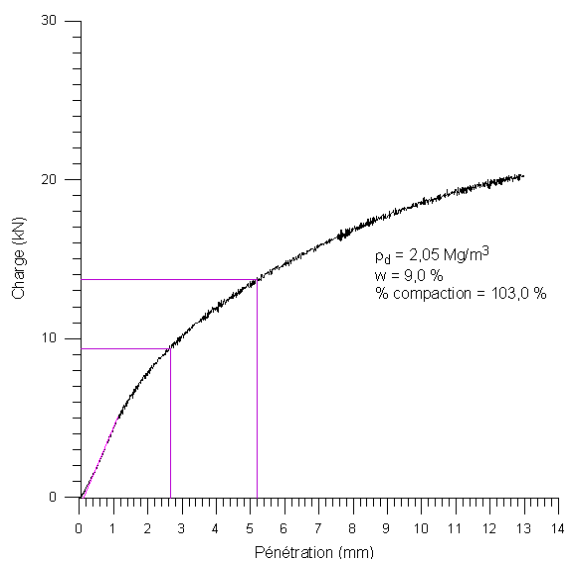
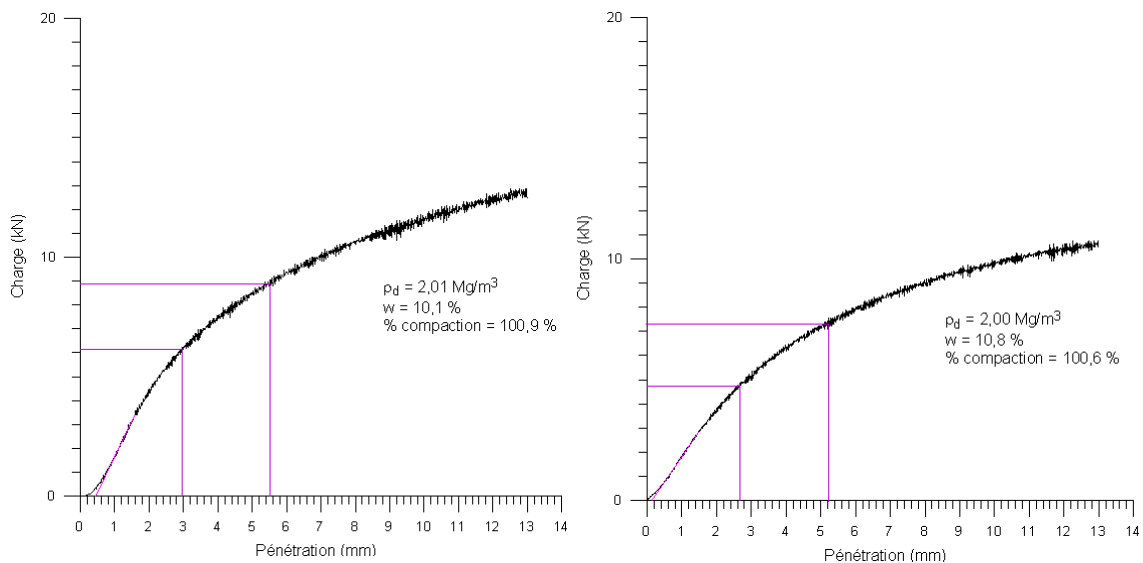
Programme expérimental réalisé sur le terrain - Fosses SERUL



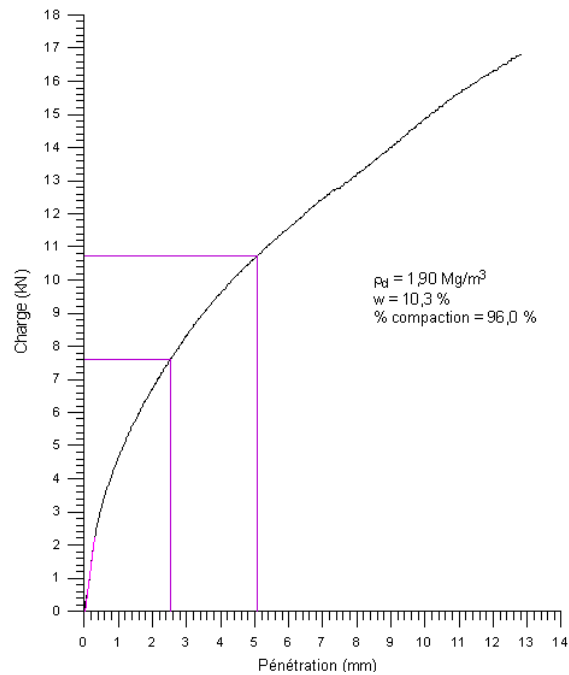
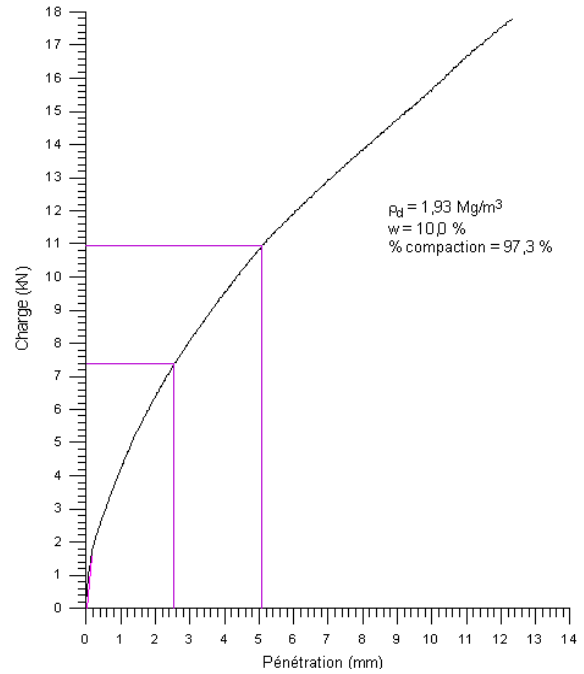
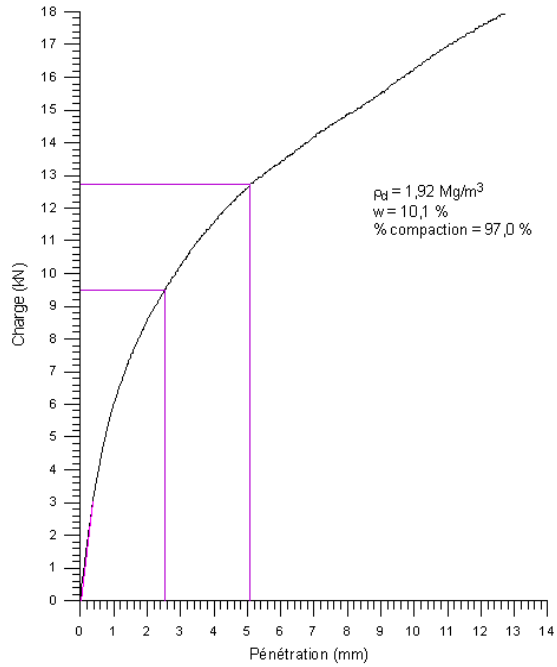
Courbes charge – pénétration (Fosse 1 « point 1 »)



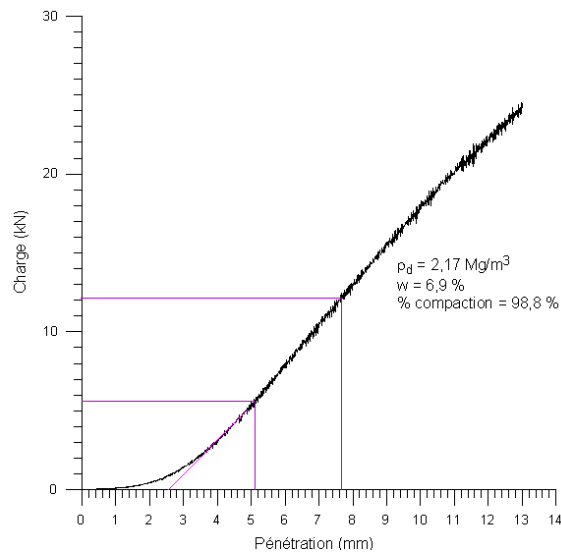
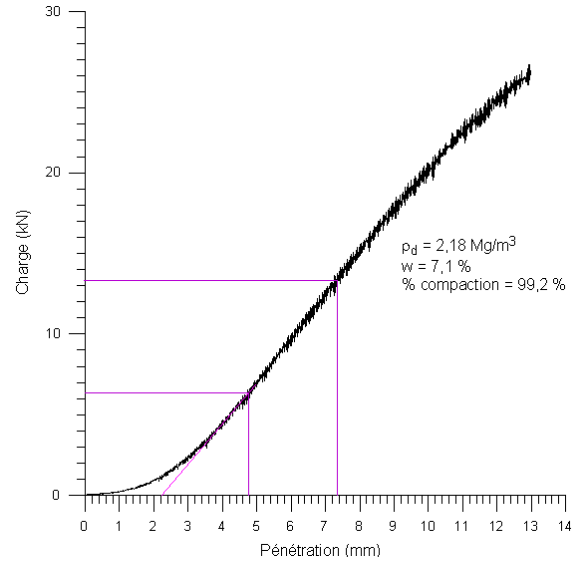
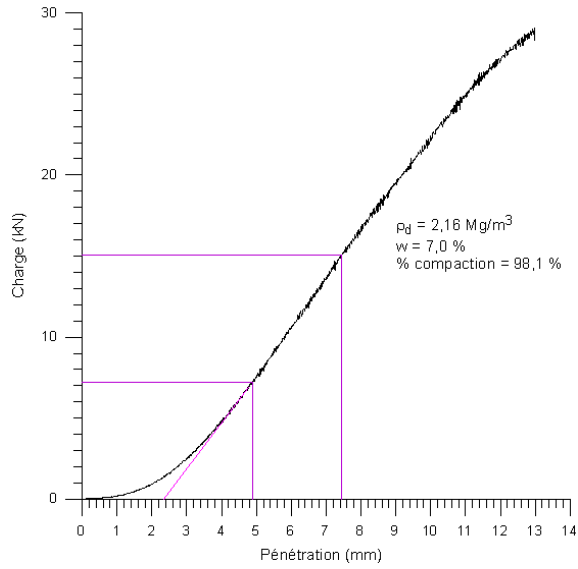
Courbes charge – pénétration (Fosse 1 « point 2 »)



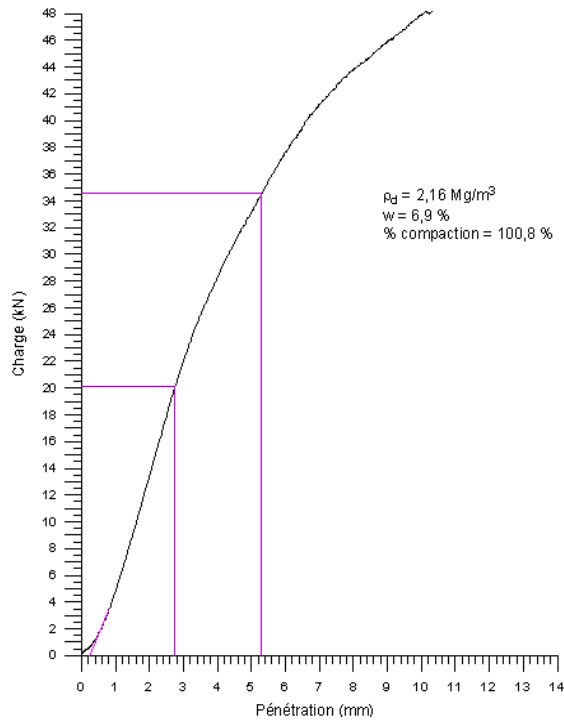
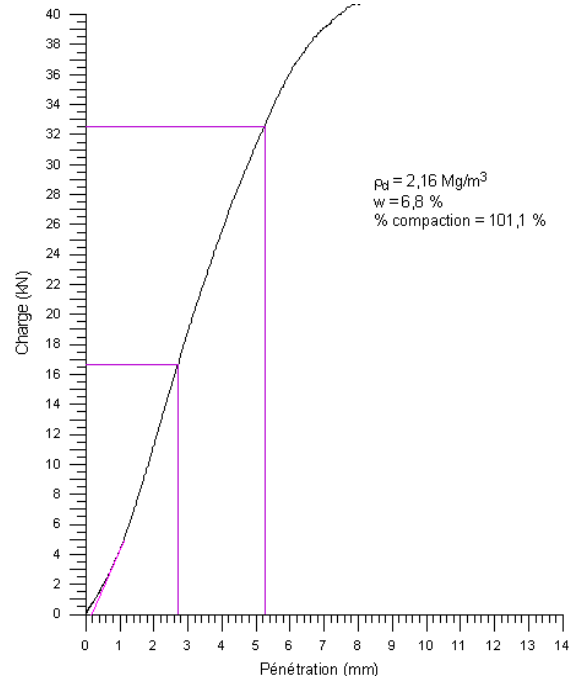
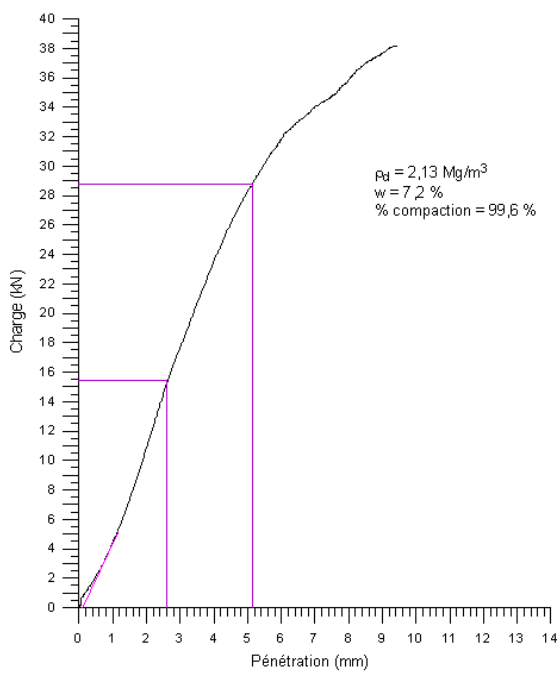
Courbes charge – pénétration (Fosse 2 « point 1 »)



Courbes charge – pénétration (Fosse 2 « point 2 »)



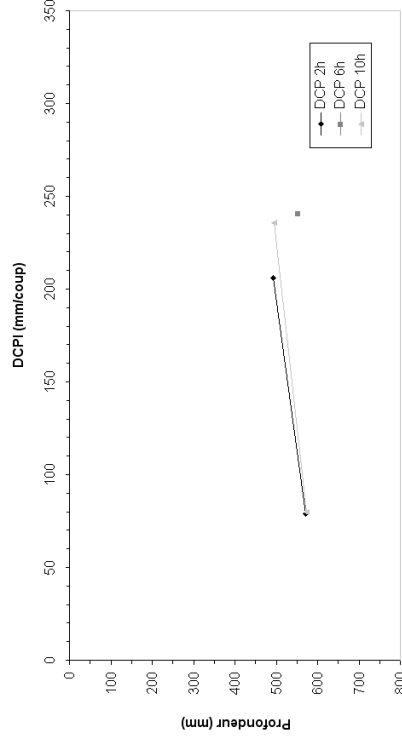
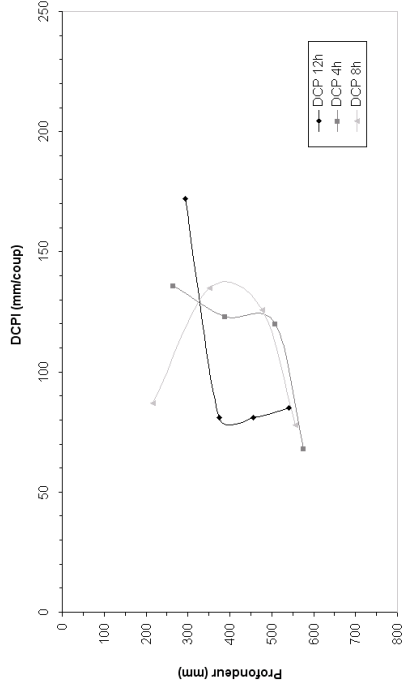
Courbes charge – pénétration (Fosse 3)



Courbes charge – pénétration (Fosse 4)

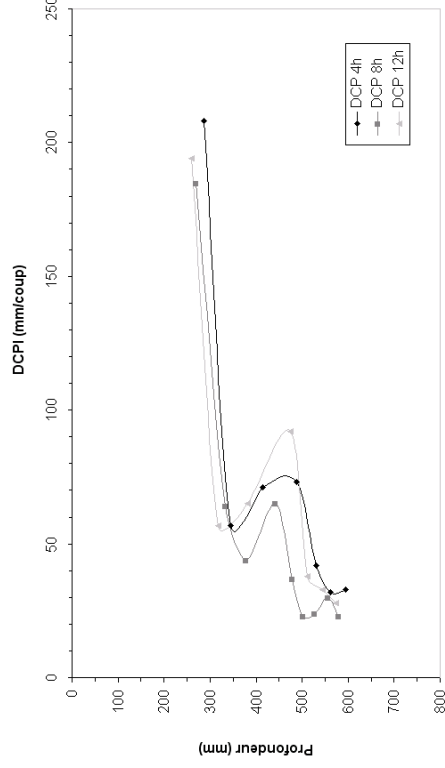
COURBES INDICE DE PÉNÉTRATION - PROFONDEUR

Programme expérimental réalisé en laboratoire



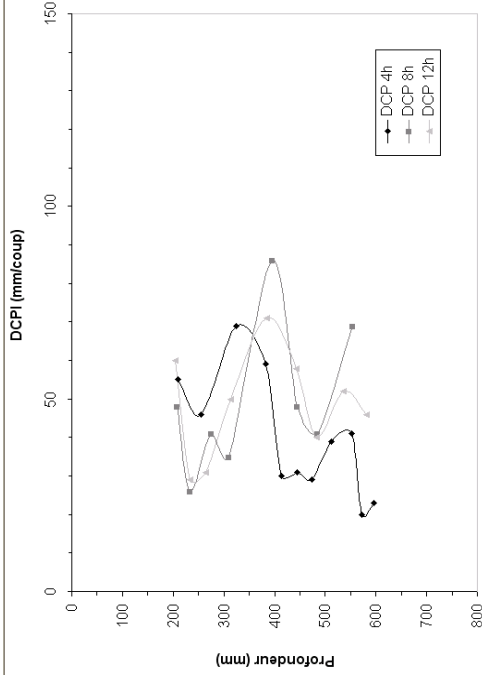
État « lâche drainé »

État « dense saturé »

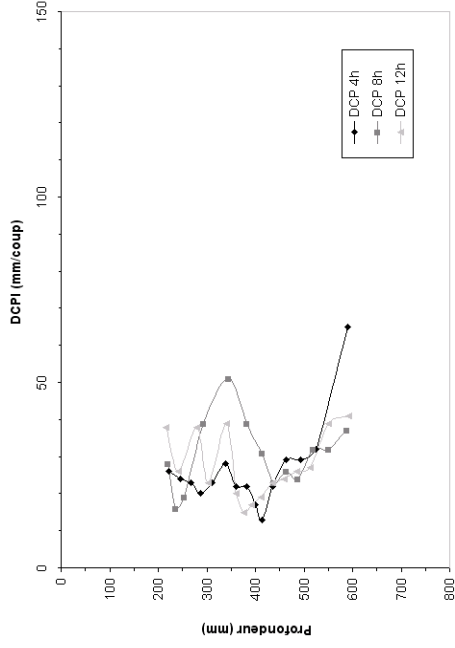


État « dense drainé »

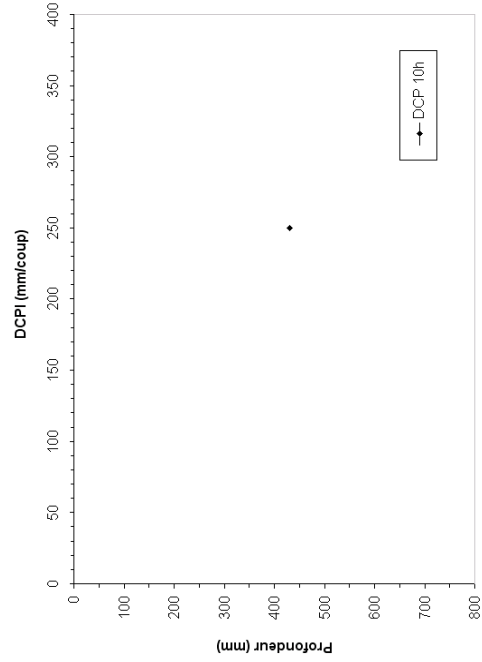
Courbes indice de pénétration – profondeur (Sol SP)



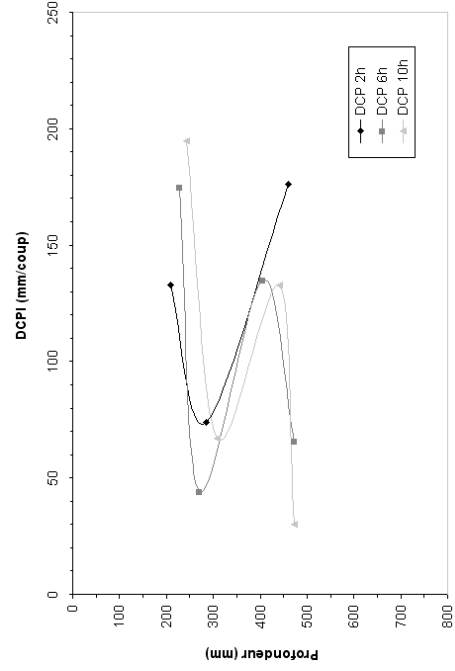
État « lâche drainé »



État « dense drainé »

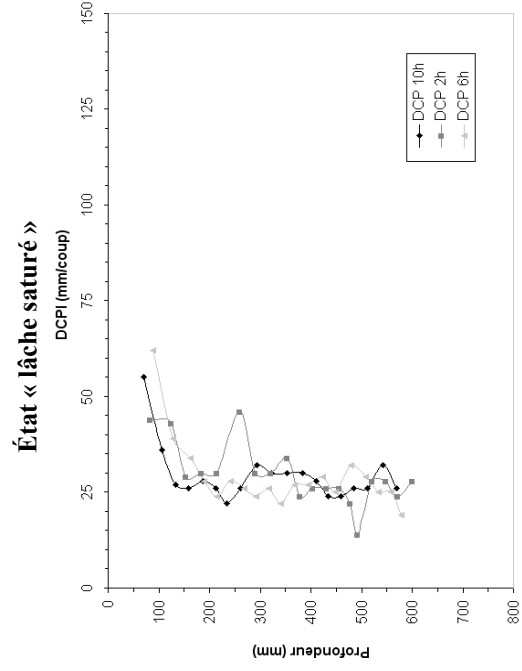
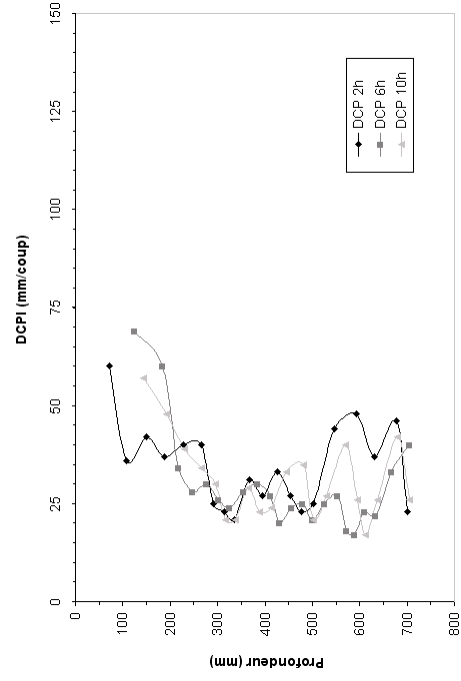
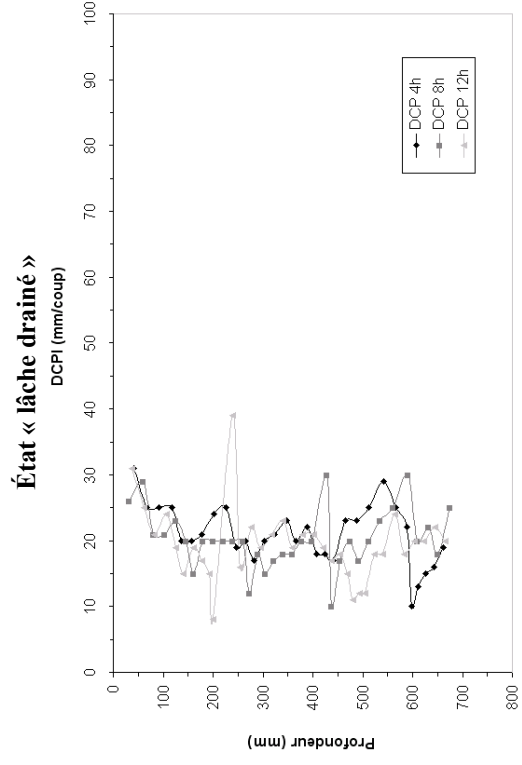
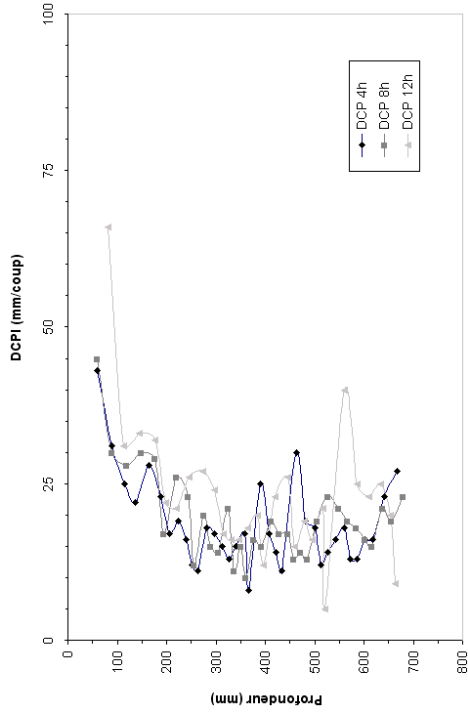


État « lâche saturé »



État « dense saturé »

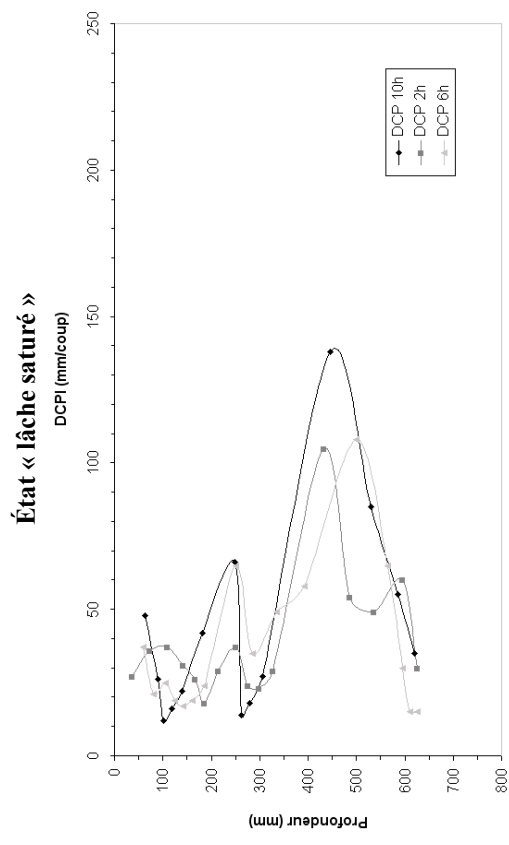
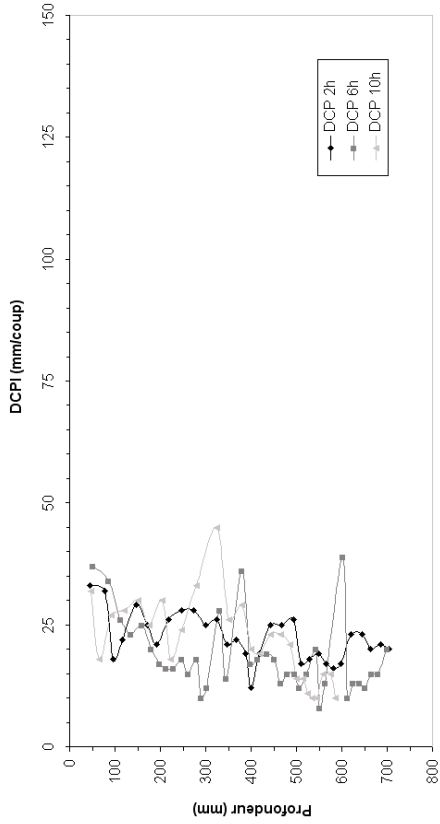
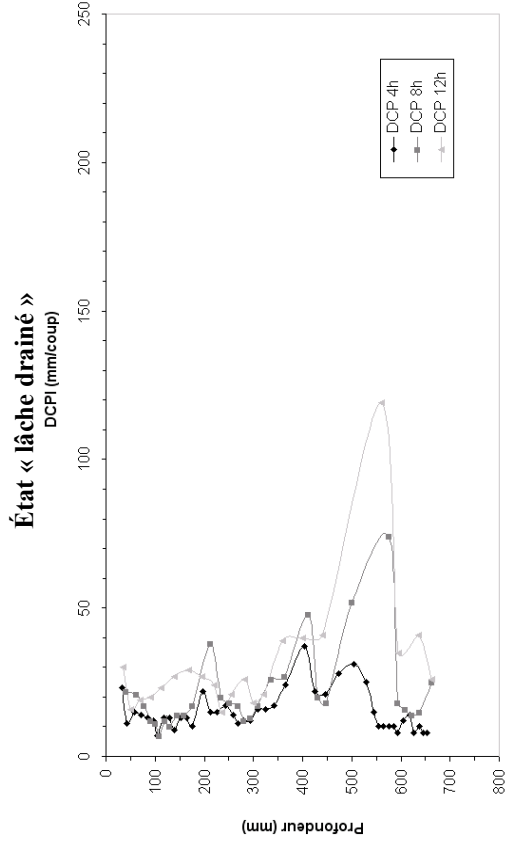
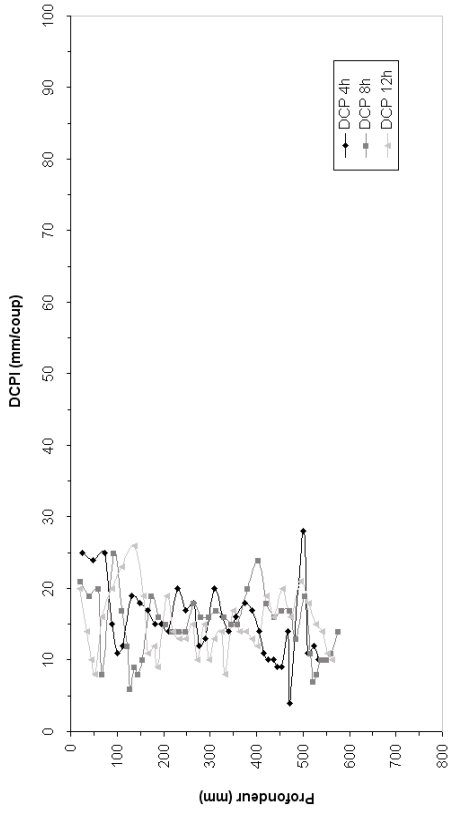
Courbes indice de pénétration – profondeur (Sol GP)



État « lâche drainé »

État « dense saturé »

Courbes indice de pénétration – profondeur (Sol SM)

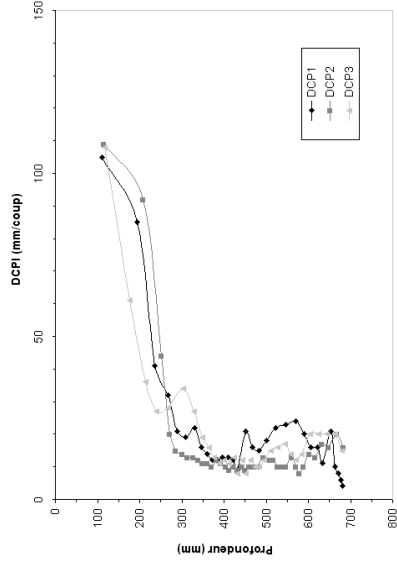


État « lâche drainé »

État « dense saturé »

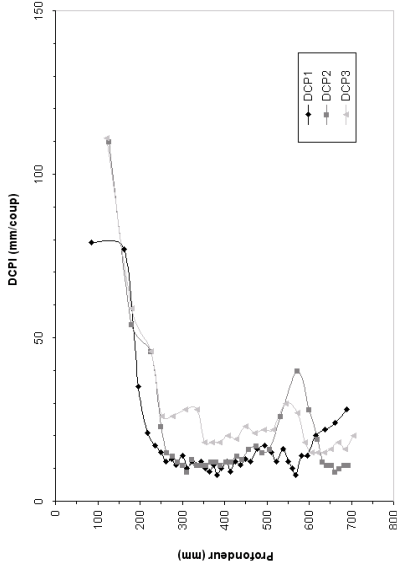
Courbes indice de pénétration – profondeur (Sol GM)

Programme expérimental réalisé sur le terrain – Sites à sol cohérent

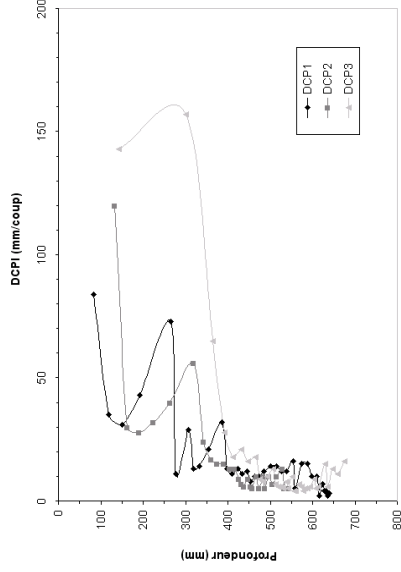


« point bas »

Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Augustin)

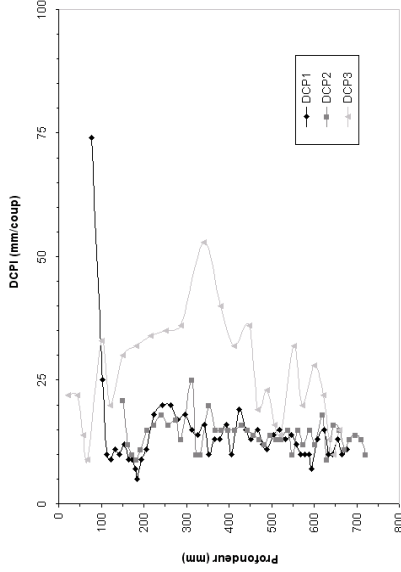


« point haut »

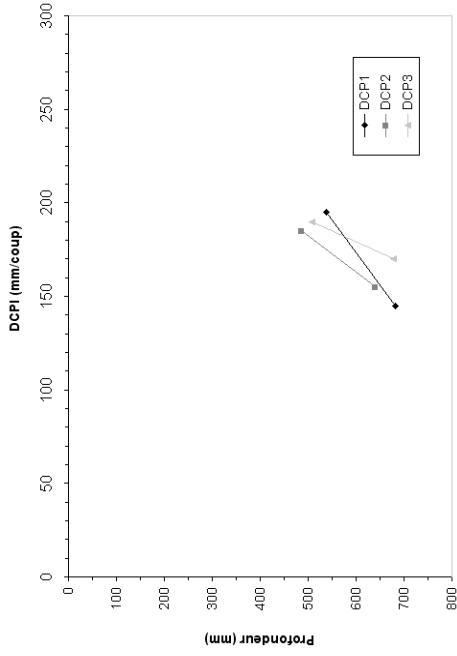


« point bas »

Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Martin)

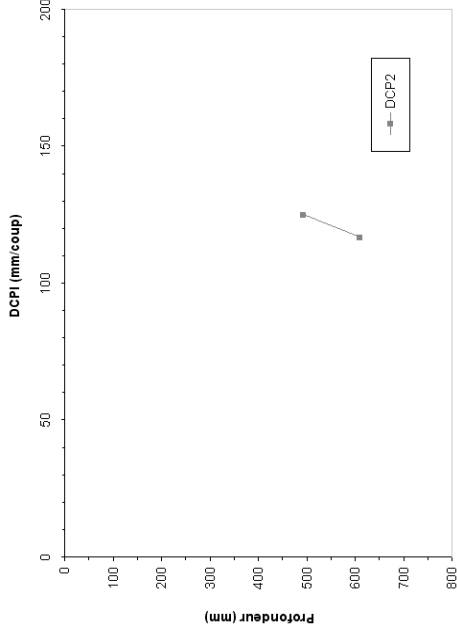


« point haut »

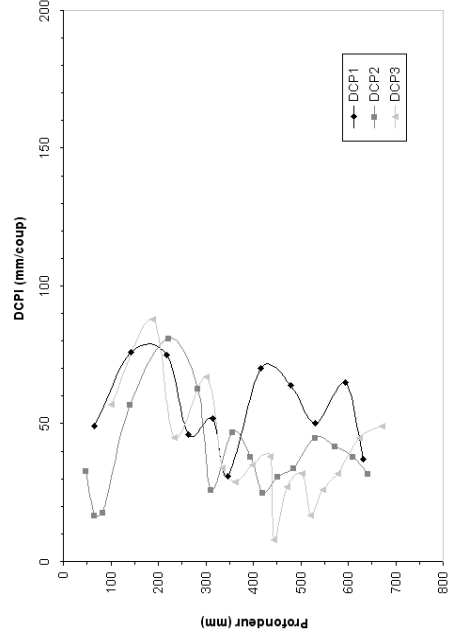


« point bas »

Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Alban)

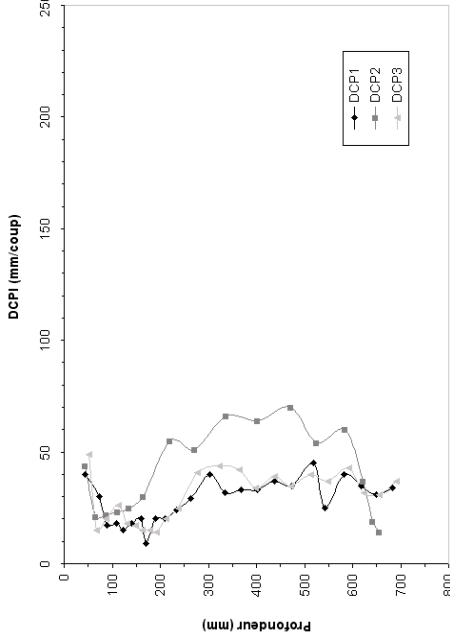


« point haut »

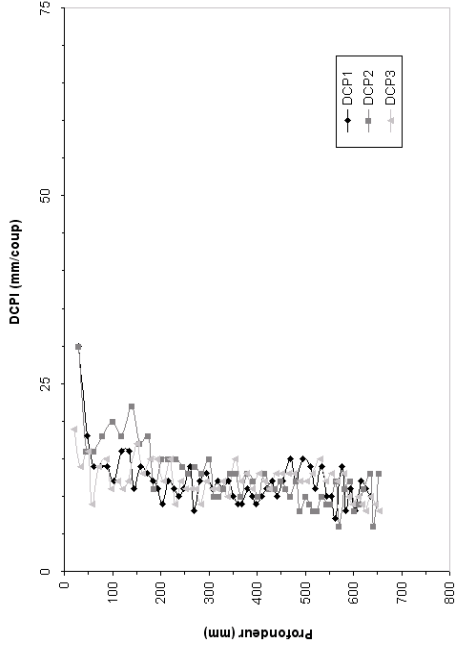


« point bas »

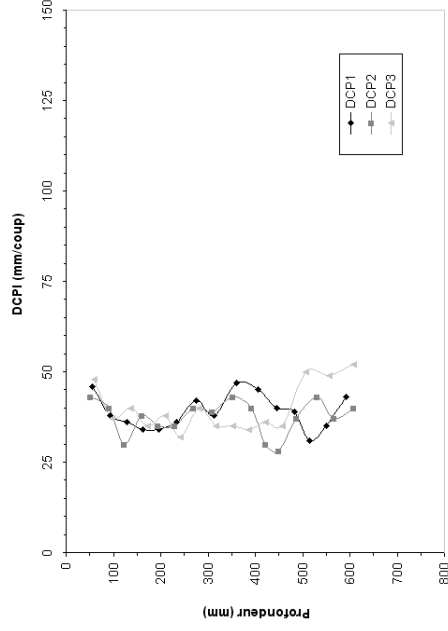
Courbes indice de pénétration – profondeur (Donnacona)



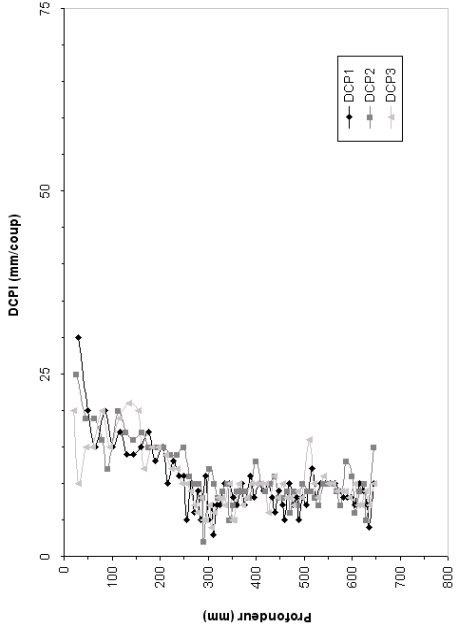
« point haut »



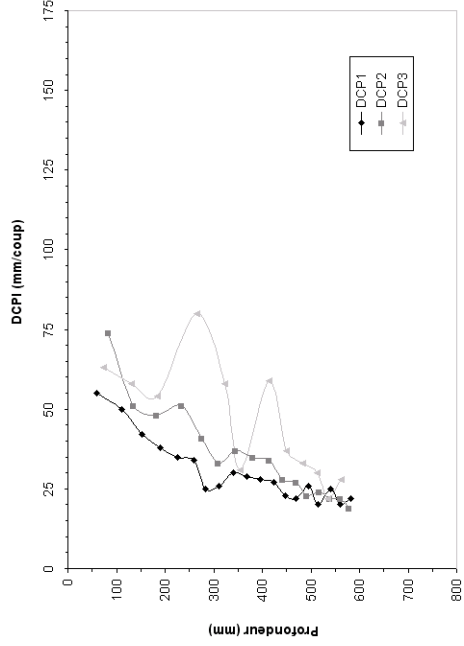
« point haut »
Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Raymond)



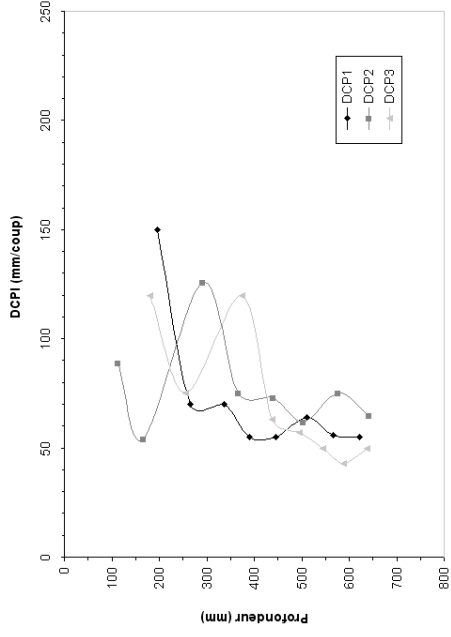
« point haut »
Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Narcisse)



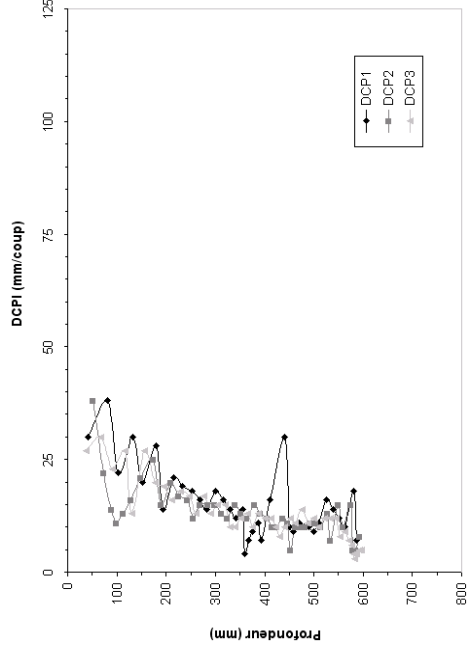
« point bas »



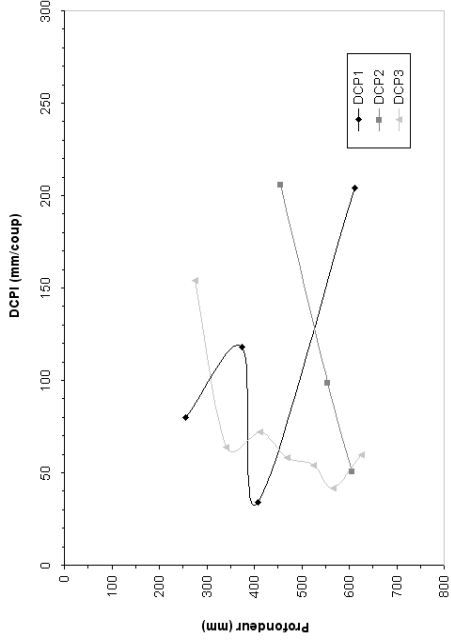
« point bas »



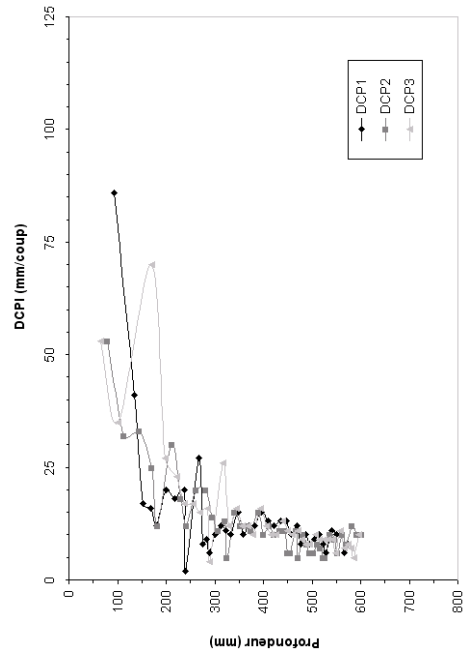
« point haut »
Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Maurice)



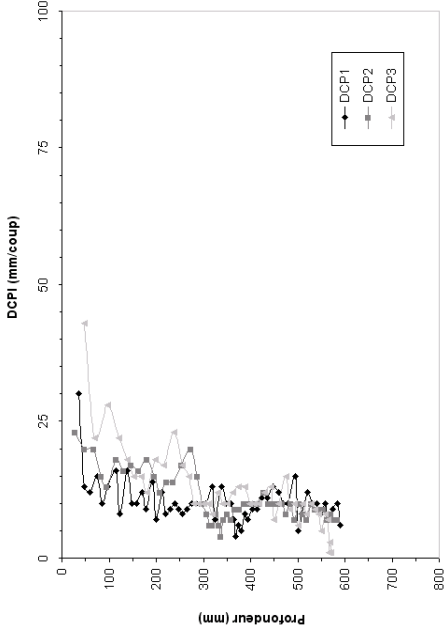
« point haut »
Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Célestin)



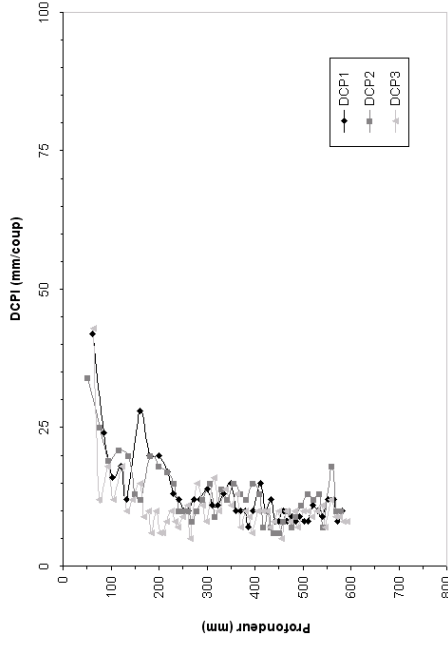
« point bas »



« point bas »

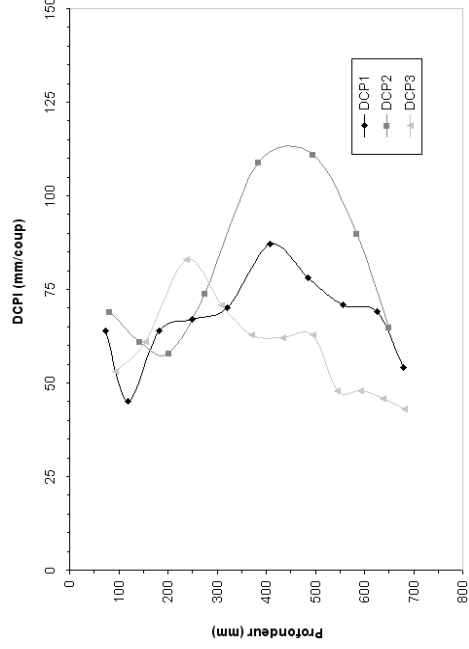


« point bas »



« point haut »

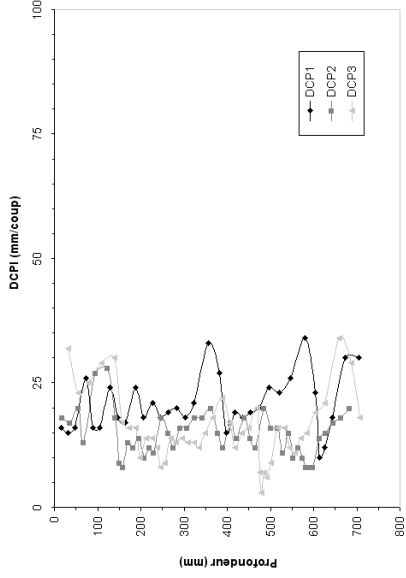
Courbes indice de pénétration – profondeur (Stoneham)



« point haut »

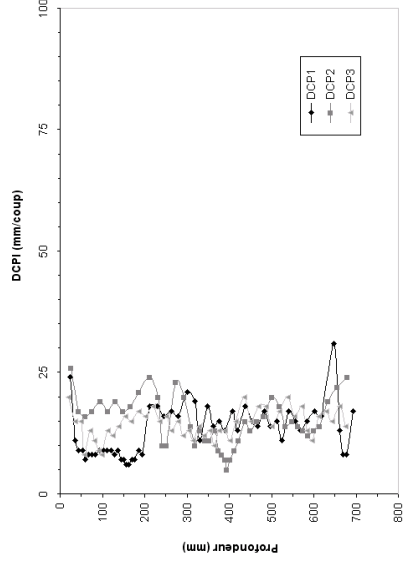
Courbes indice de pénétration – profondeur (St-Célestin 2)

Programme expérimental réalisé sur le terrain – Fosses SERUL

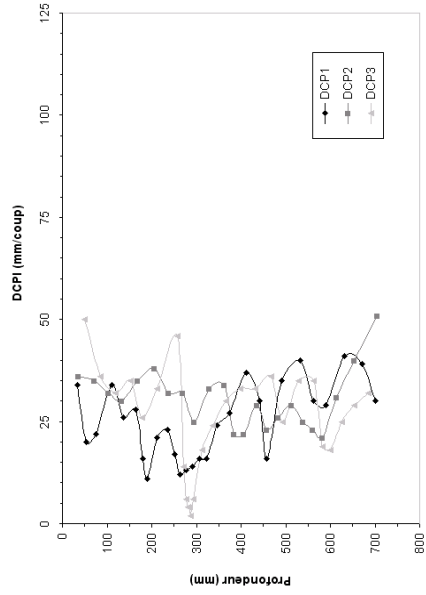


« point 1 »

Courbes indice de pénétration – profondeur (Fosse 1)

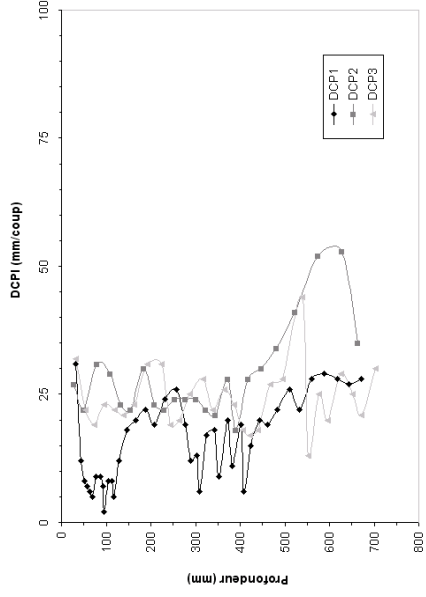


« point 2 »

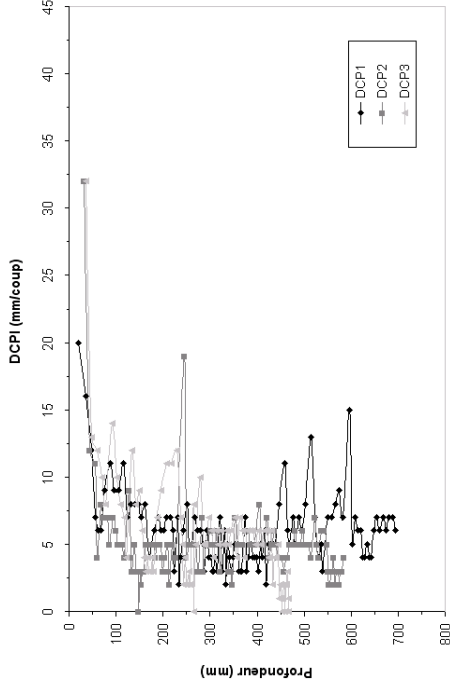


« point 1 »

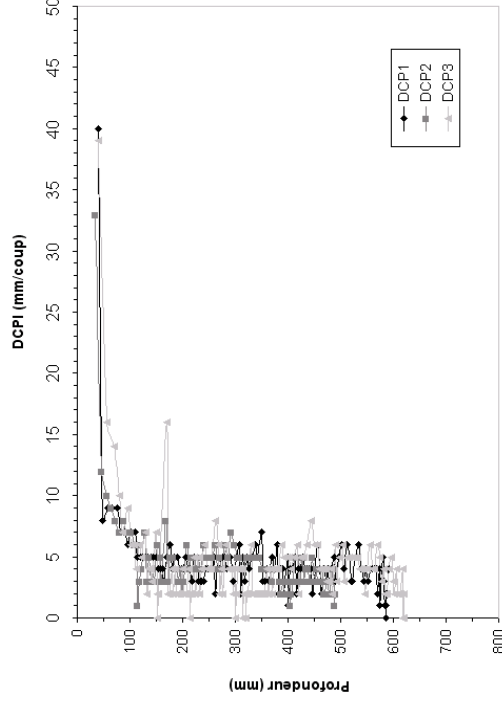
Courbes indice de pénétration – profondeur (Fosse 2)



« point 2 »



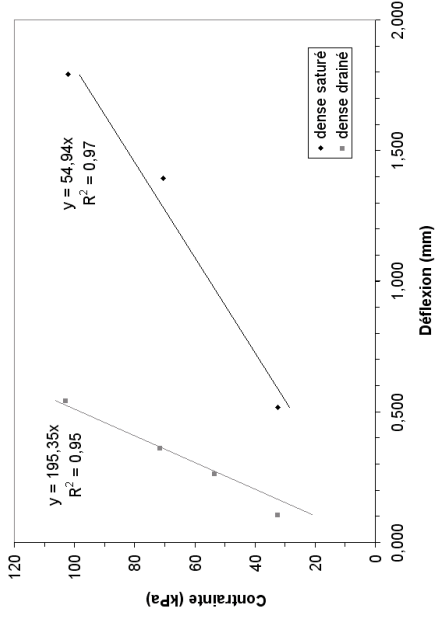
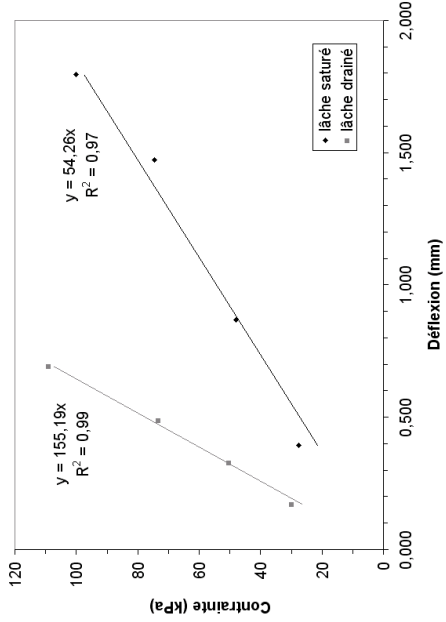
Courbes indice de pénétration – profondeur (Fosse 3)



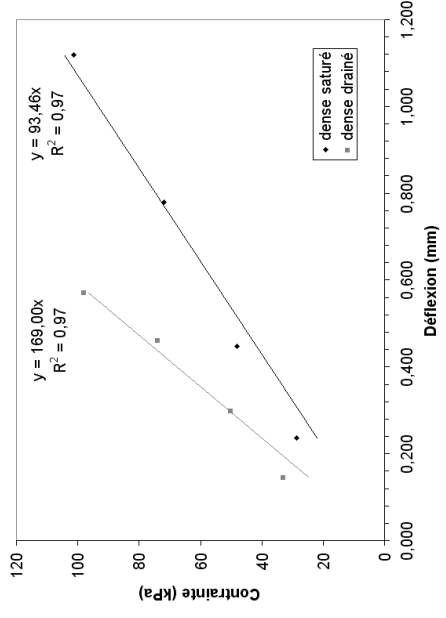
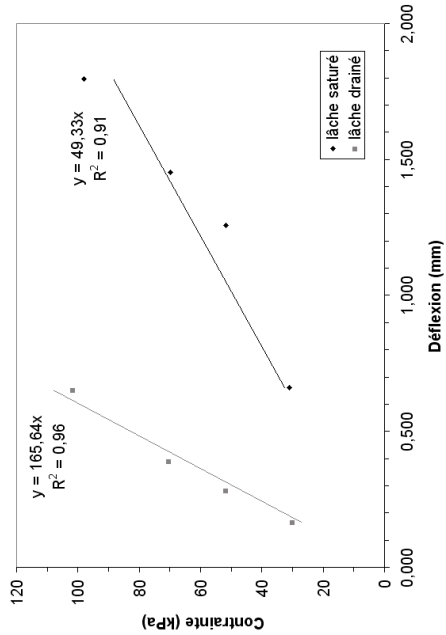
Courbes indice de pénétration – profondeur (Fosse 4)

COURBES CONTRAINTE - DÉFLEXION

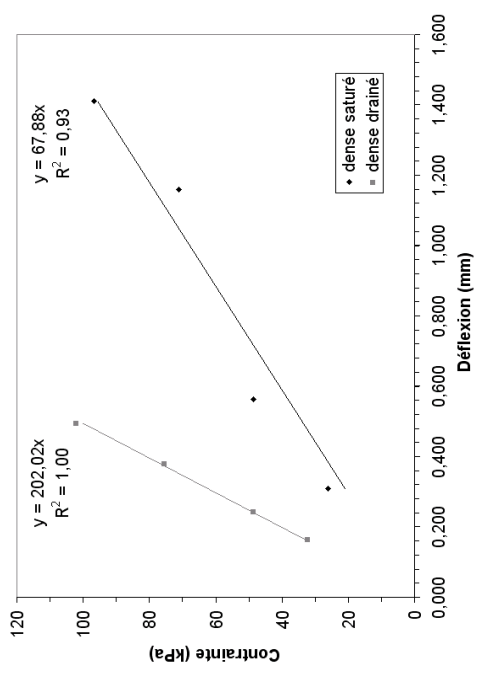
Programme expérimental réalisé en laboratoire



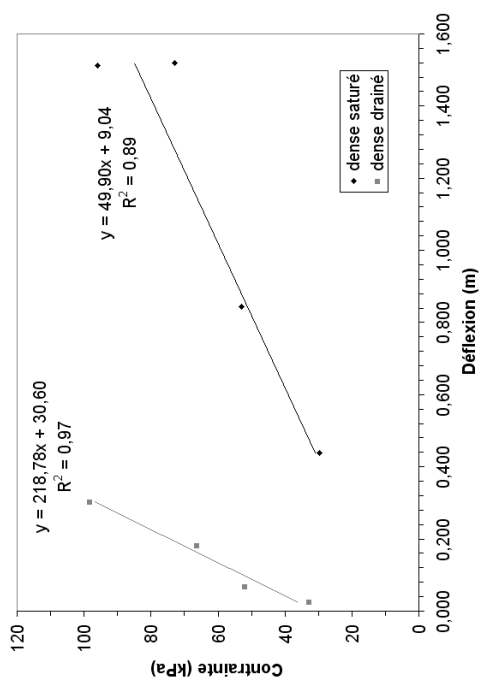
Courbes contrainte - déflexion (Sol SP)



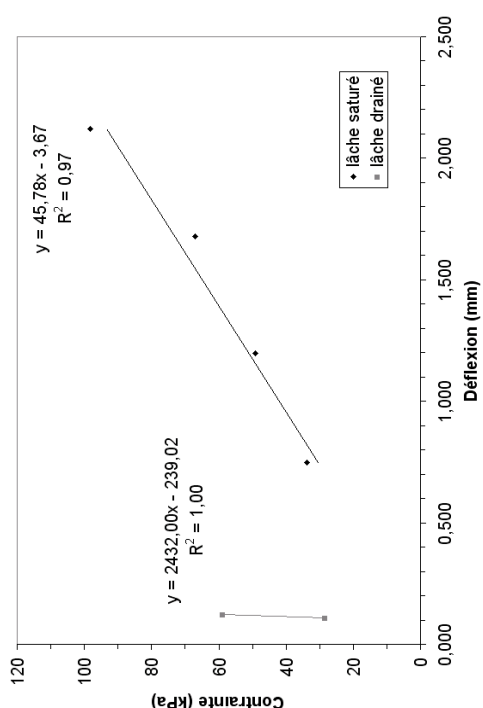
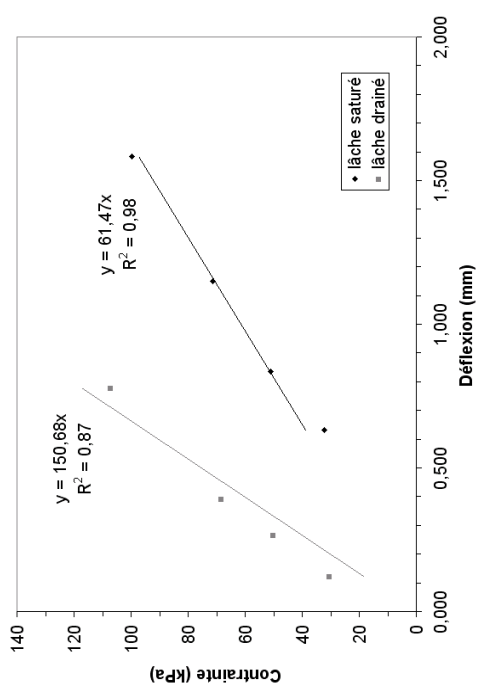
Courbes contrainte - déflexion (Sol GP)



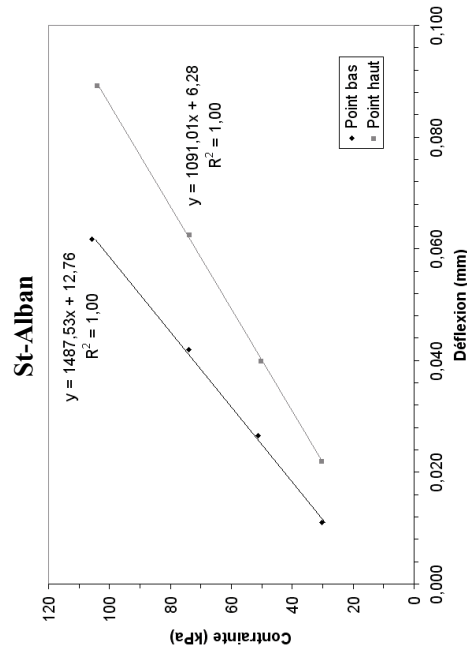
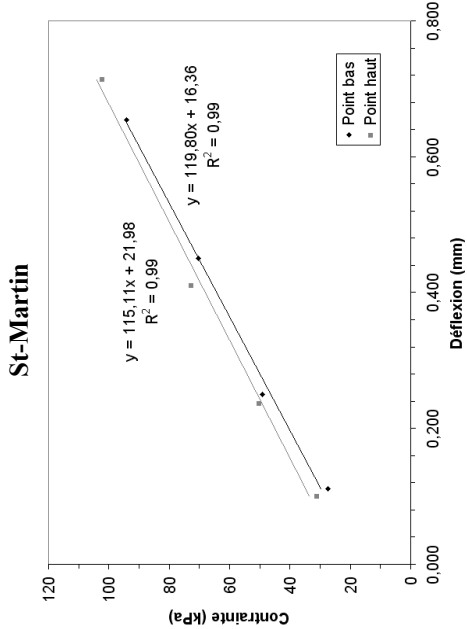
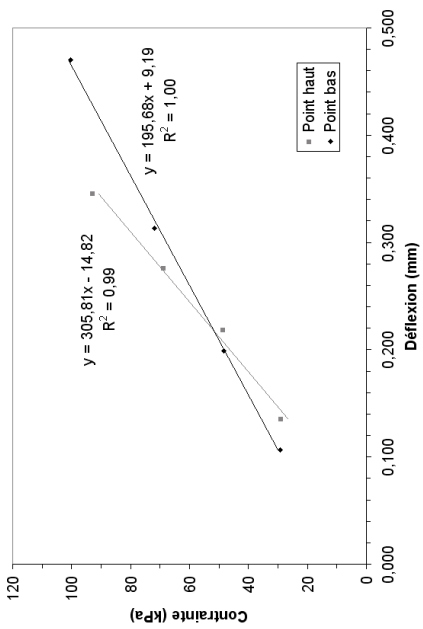
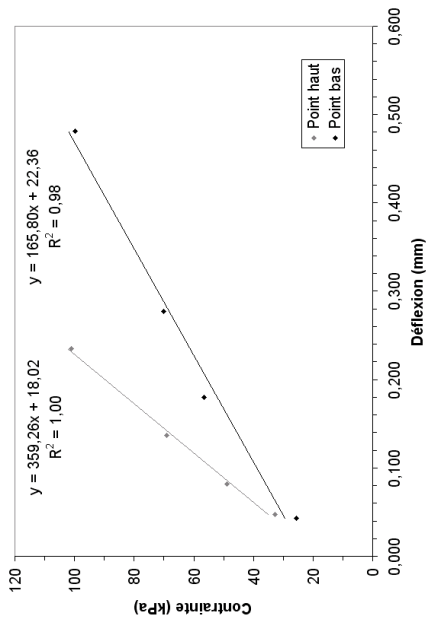
Courbes contrainte - déflexion (Sol SM)



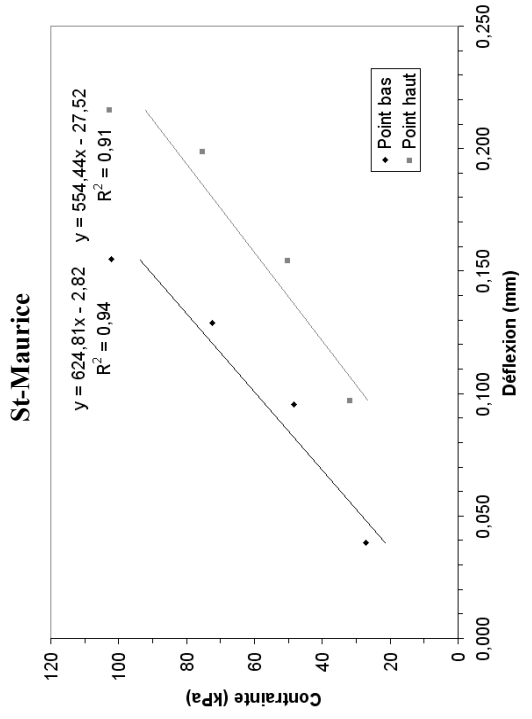
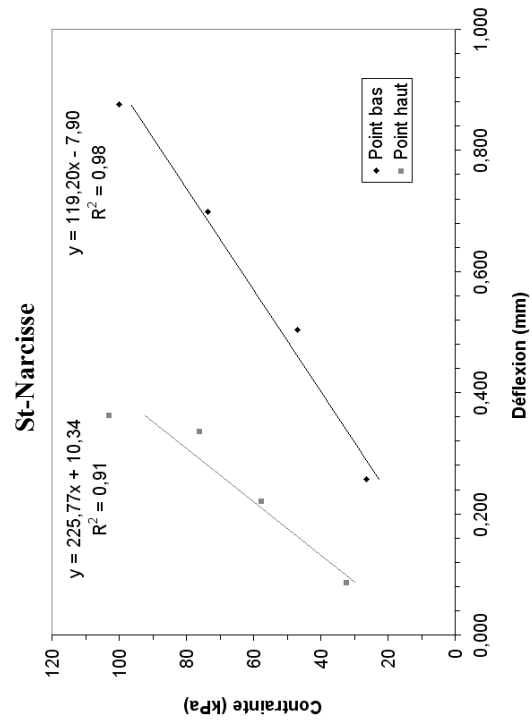
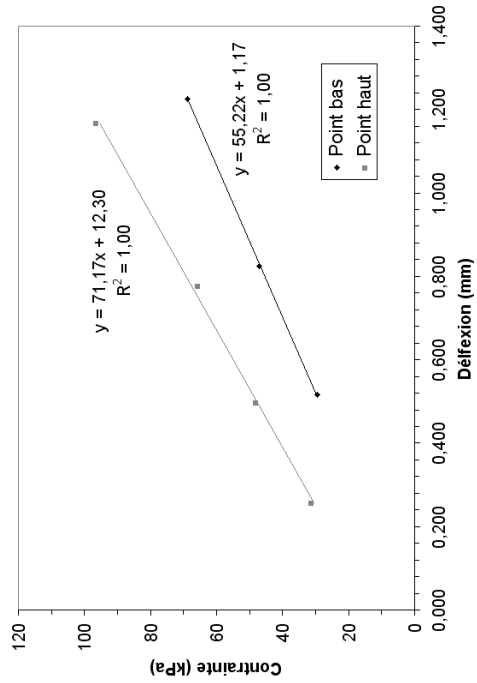
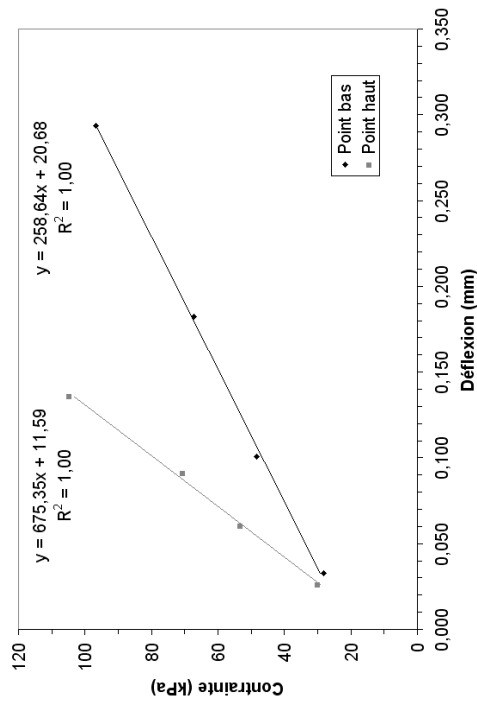
Courbes contrainte - déflexion (Sol GM)



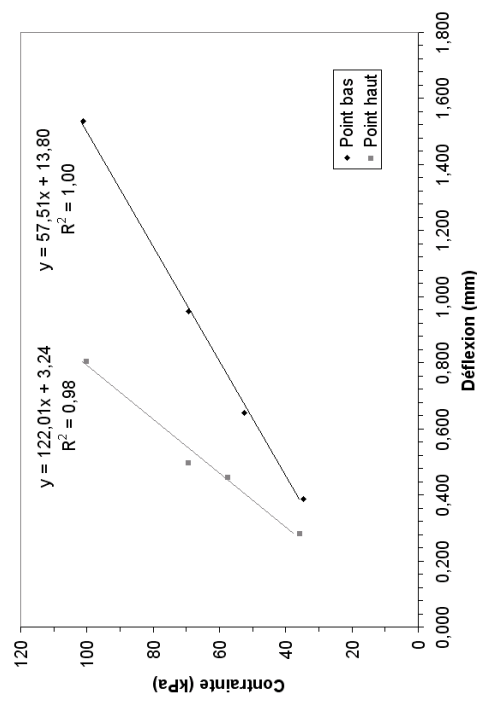
Programme expérimental réalisé sur le terrain – Sites à sol cohérent



Courbes contrainte - déflexion



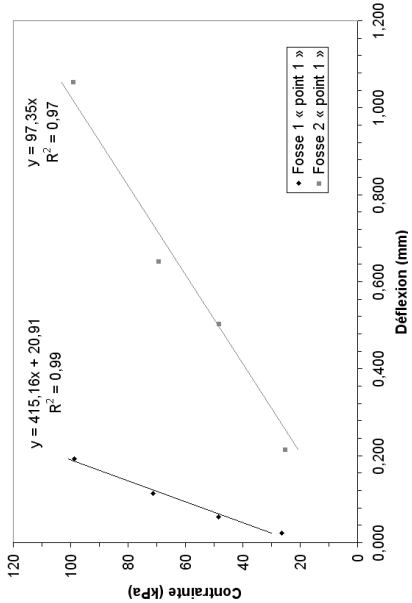
Courbes conainte – déflexion



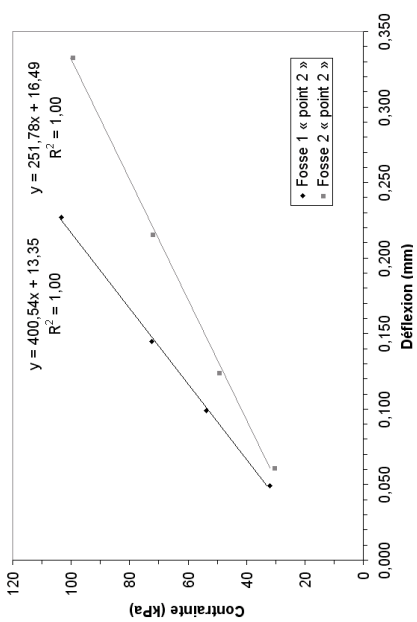
St-Célestin 2

Courbes contrainte - déflexion

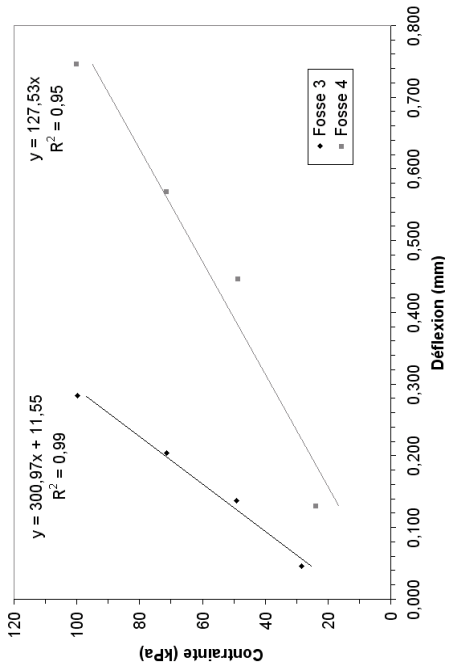
Programme expérimental réalisé sur le terrain – Fosses SERUL



Fosses 1 et 2 « point 1 »



Fosses 1 et 2 « point 2 »

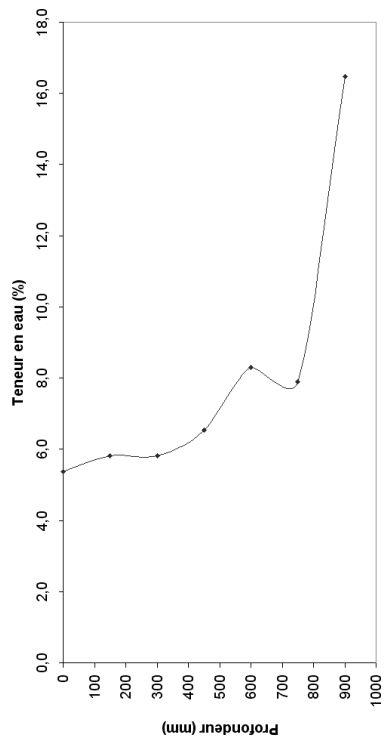


Fosses 3 et 4

Courbes contrainte - déflexion

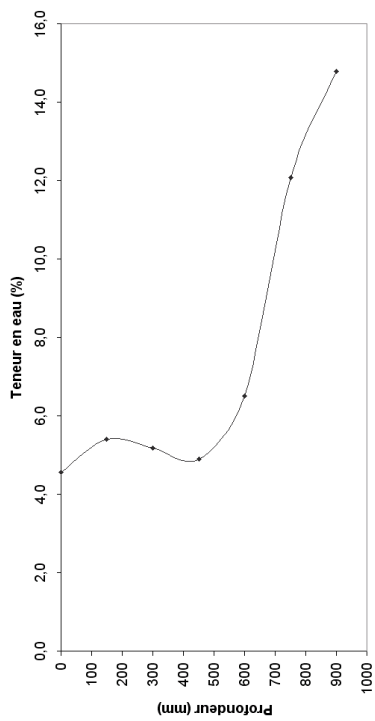
GRADIENTS DE TENEUR EN EAU

Programme expérimental réalisé en laboratoire

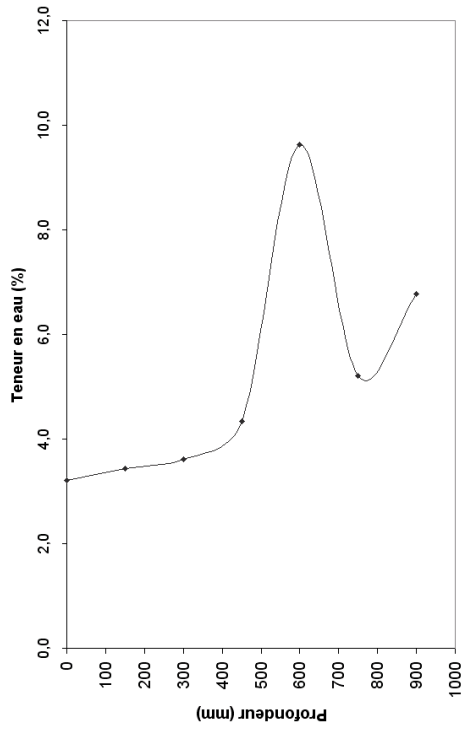


État « lâche drainé »

Gradients de teneur en eau (Sol SP)

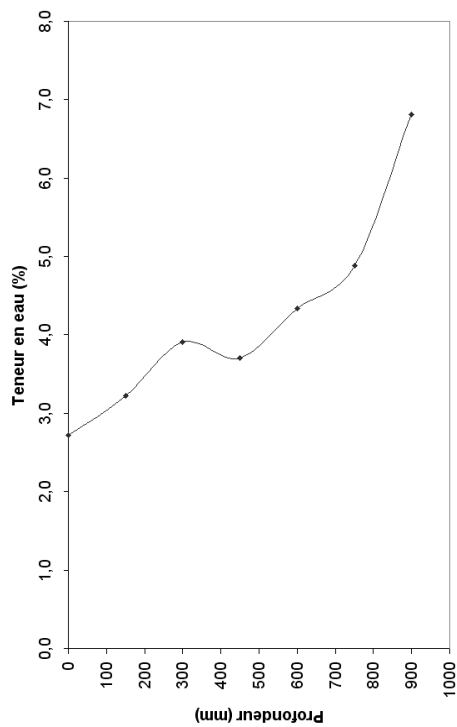


État « dense drainé »

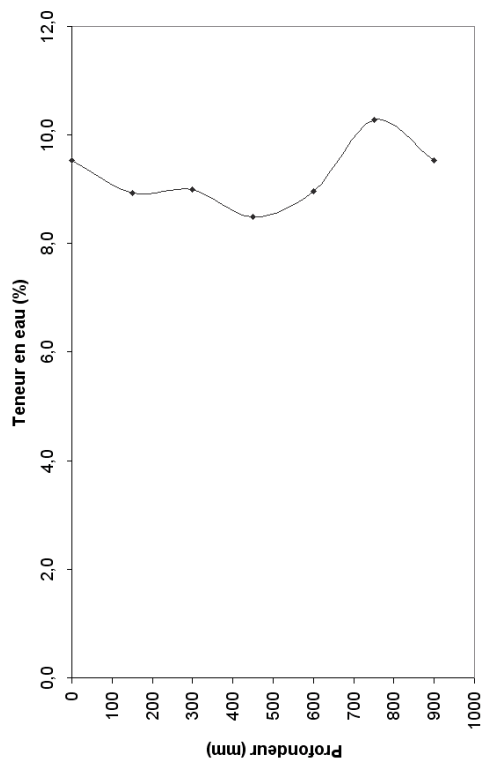


État « lâche drainé »

Gradients de teneur en eau (Sol GP)

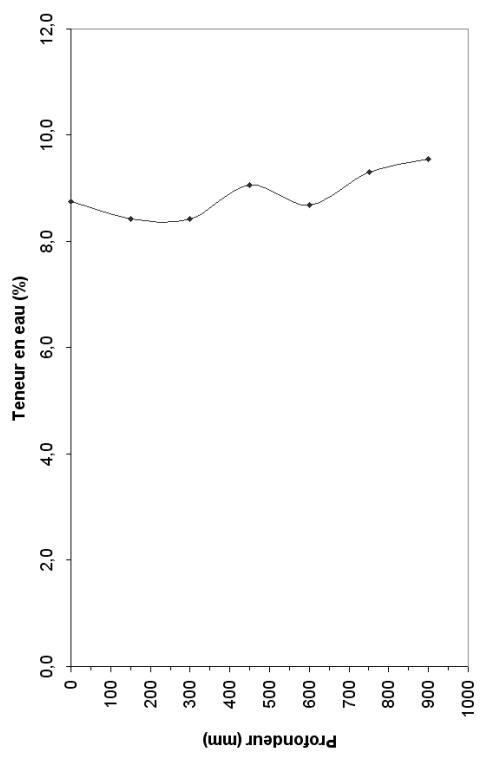


État « dense drainé »



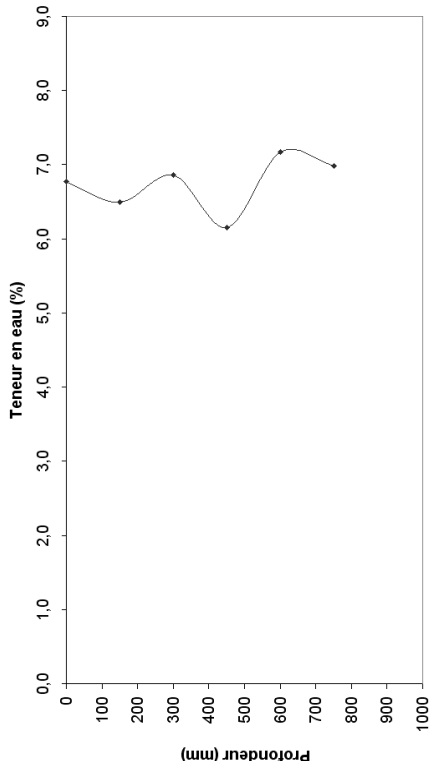
État « lâche drainé »

Gradients de teneur en eau (Sol SM)

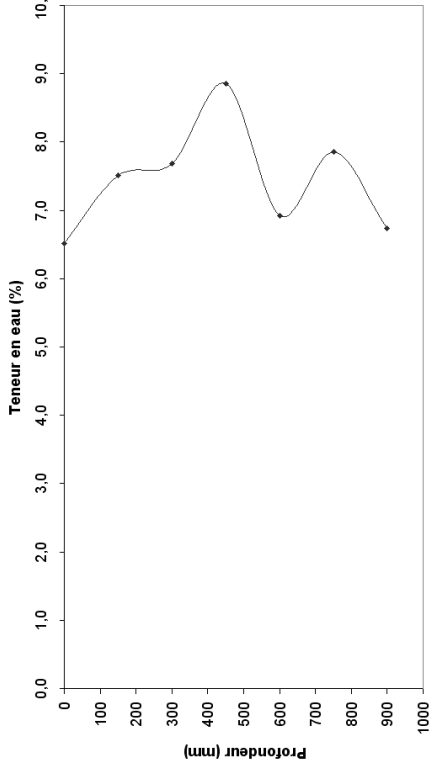


État « dense drainé »

Gradients de teneur en eau (Sol GM)



État « lâche drainé »



État « dense drainé »