



# **Développement de lois de comportement générales pour des sols soumis à des chargements de véhicules hors-routes**

**Mémoire**

**Jesus David Cruz Sanchez**

**Maîtrise en génie civil - avec mémoire**  
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada

© Jesus David Cruz Sanchez, 2020

# **DÉVELOPPEMENT DE LOIS DE COMPORTEMENT GÉNÉRALES POUR DES SOLS SOUMIS À DES CHARGEMENTS DE VÉHICULES HORS-ROUTES**

Mémoire

JESÚS DAVID CRUZ SÁNCHEZ

Sous la direction de :

Guy Doré, directeur de recherche  
Ariane Locat, codirectrice de recherche

## RÉSUMÉ

Il existe actuellement plusieurs modèles qui permettent de prédire le comportement et les performances d'un véhicule. Le succès ou non de ces modèles donnera le consentement pour le développement et l'intégration d'équipements hors-route utilisés dans la construction, l'agriculture et les véhicules de loisirs. Cependant, la représentation du sol dans ces modèles montre des limitations concernant au comportement de l'interface pneu-sol. Premièrement, la teneur en eau et le compactage sont des facteurs qui influencent le comportement rhéologique du sol et cette résistance à se déformer est à la fois influencée par les différentes formes d'application de chargement le long d'une trajectoire du pneu sur une particule de sol. Par conséquent, ce projet cherche à s'appuyer sur les fondements de la géotechnique routière pour la prédiction des performances des matériaux soumis à des charges cycliques. Des fondamentaux qui permettront de développer des outils pour comprendre, d'un autre point de vue, l'interaction entre les sols et les pneus provenant des véhicules hors-route.

## **ABSTRACT**

There are currently several models that can be used to predict a vehicle's behaviour and performance. The success or failure of these models will give consent for the development and integration of off-road equipment used in construction, agriculture, and recreational vehicles. However, the soil representation in these models shows limitations in the behaviour of the tyre-ground interface. Firstly, moisture content and compaction are factors that influence the rheological behaviour of the soil and this resistance to deformation is both influenced by different forms of loading application along a tyre's trajectory on a soil particle. Therefore, this project seeks to build on the foundation of the geotechnics of roads for the prediction of the performance of materials subjected to cyclic loading. These fundamentals will enable the development of tools to understand, from another point of view, the interaction between soils and tires from off-road vehicles.

# TABLE DES MATIÈRES

<b>RÉSUMÉ</b> .....	<b>II</b>
<b>ABSTARCT</b> .....	<b>III</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES</b> .....	<b>IV</b>
<b>LISTE DE FIGURES</b> .....	<b>IX</b>
<b>LISTE DE TABLEAUX</b> .....	<b>XII</b>
<b>REMERCIEMTNS</b> .....	<b>XIV</b>
<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
<b>Mise en contexte, problématique et objectifs</b> .....	<b>1</b>
<b>Méthodologie</b> .....	<b>3</b>
<b>Description du contenu du mémoire</b> .....	<b>4</b>
<b>CHAPITRE 1</b> .....	<b>ÉTAT DE CONNAISSANCES</b>
.....	<b>6</b>
<b>1.1. Généralités de la Terramécanique</b> .....	<b>7</b>
<b>1.2. Approches de la Terramécanique</b> .....	<b>9</b>
1.2.1. Interaction pneu-sol .....	10
1.2.2. Zone de contact.....	11
Modèles existants pour l'interaction pneumatique-sol .....	13
1.2.2.1. Méthodes empiriques: Relation entre la mécanique des sols et les modèles de représentation des sols. ....	13
1.2.2.2. Modèles basés sur la physique.....	17
1.2.2.3. Modèles semi-empiriques.....	19
1.2.2.4. Résumé .....	21
<b>1.3. Comportement mécanique du sol sous la charge des véhicules</b> .....	<b>23</b>
1.3.1. Contraintes au passage d'une roue .....	24
1.3.2. Mécanismes de déformation.....	25
1.3.3. Relation contrainte/déformation.....	26

<b>1.4. Concept du module réversible <math>M_r</math> .....</b>	<b>27</b>
1.4.1. Comportement des sols pulvérulents.....	29
1.4.2. Facteurs influençant le module réversible $M_r$ .....	32
Effet de la contrainte.....	32
Effet de la densité .....	33
Effet de la granulométrie, du pourcentage de fines et de la taille maximale des grains .....	33
Effet de la teneur en eau .....	35
Effet de l'historique des contraintes et du nombre de cycles de chargement.....	37
Effet du type de granulats et de la forme des particules .....	38
Effet de la durée, de la fréquence et de la séquence de chargement.....	38
1.4.3. Comportement des sols cohérents .....	39
1.4.3.1. Facteurs influençant le module réversible $M_r$ .....	40
Effet de la contrainte.....	41
<b>1.5. Résistance à la Déformation Permanente.....</b>	<b>41</b>
1.5.1. Comportement des sols.....	42
1.5.1.1. Facteurs influençant la déformation permanente.....	45
Effet de la contrainte.....	45
Effet de la rotation de la contrainte principale .....	46
Teneur en particules fines.....	46
Effet de l'historique des contraintes et du nombre de cycles de chargement.....	46
Effet de la teneur en eau et la densité .....	47
<b>1.6. Méthodes de mesure de la déformation réversible et permanente. ....</b>	<b>47</b>
1.6.1. Presse hydraulique à chargement répété (cellule triaxiale) .....	48
1.6.2. Simulateur routier à charge roulante et à véhicule lourd.....	49
<b>1.7. Critères de conception : l'orniérage.....</b>	<b>51</b>
1.7.1. Lois d'endommagement .....	53
<b>1.8. Mesure et caractérisation des propriétés du terrain .....</b>	<b>54</b>
1.8.1. Le déflectomètre portable (LWD) .....	54

1.8.2.	Pénétrromètre à cône dynamique (DCP) .....	56
1.8.3.	Technique du pénétromètre à cône .....	57
1.8.4.	Technique Bevameter .....	57
<b>1.9.</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>58</b>
<b>CHAPITRE 2.</b>	<b>.....PROGRAMME EXPÉRIMENTAL</b>	
	<b>.....</b>	<b>60</b>
<b>2.1.</b>	<b>Plan de travail .....</b>	<b>60</b>
<b>2.2.</b>	<b>Matrice des essais.....</b>	<b>63</b>
<b>CHAPITRE 3.</b>	<b>..... CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE DES SOLS</b>	
	<b>ÉTUDIÉS.....</b>	<b>64</b>
<b>3.1.</b>	<b>Provenance des sols .....</b>	<b>64</b>
<b>3.2.</b>	<b>Essais de caractérisation physique des sols .....</b>	<b>65</b>
3.2.1.	System de classification unifiée des sols (USCS) .....	65
3.2.1.1.	Analyse granulométrique et limites d'Atterberg.....	65
3.2.1.2.	Classification des sols (ASTM D287-17).....	66
	Sols inorganiques.....	66
	Sols organiques.....	68
3.2.2.	Densité relative des sols .....	68
3.2.3.	Valeur au bleu de méthylène et surface spécifique .....	69
<b>3.1.</b>	<b>Essais de caractérisation mécanique des sols .....</b>	<b>70</b>
3.1.1.	Essai Proctor modifié .....	70
3.1.2.	California Bearing Ratio (CBR).....	71
3.1.3.	Essai de compression triaxiale.....	72
3.1.3.1.	Méthodologie de l'essai .....	73
3.1.3.2.	Résultats de l'essai triaxial.....	76
	Paramètres de cisaillement .....	77
	Cheminement des contraintes.....	81
<b>3.2.</b>	<b>Résumé des essais de caractérisation .....</b>	<b>83</b>

<b>CHAPITRE 4. EXPÉRIMENTATION EN SIMULATEUR À CHARGE ROULANTE</b>	<b>85</b>
.....	
<b>4.1. Description de l'équipement</b> .....	<b>85</b>
<b>4.2. Calibration</b> .....	<b>87</b>
<b>4.3. Méthodologie de l'essai</b> .....	<b>90</b>
4.3.1. Préparation de l'échantillon.....	90
4.3.2. Instrumentation.....	92
4.3.3. Mesures IN-SITU du module d'élasticité .....	95
4.3.4. Chargement cyclique : Essais d'endommagement .....	101
4.3.4.1. Mesure des contraintes, des déformations et des ornières dans le sol....	102
<b>4.4. Résultats du simulateur</b> .....	<b>103</b>
4.4.1. Contraintes verticales et horizontales des sols .....	103
4.4.1.1. Contrainte verticale $\sigma_1$ , $\sigma_2$ et $\sigma_3$ .....	104
4.4.1.2. Cheminement des contraintes et surface de cisaillement du MDP.....	110
4.4.2. Déformations des sols.....	114
4.4.2.1. Déformation verticale des sols .....	115
Déformation permanente .....	117
Déformation réversible .....	119
4.4.3. Module réversible .....	122
4.4.4. Orniéage dans la surface des sols.....	125
<b>4.1. Résumé résultats sur le simulateur</b> .....	<b>137</b>
<b>CHAPITRE 5.....DÉVELOPPEMENT DES MODELES DE PREDICTION</b>	<b>139</b>
.....	
<b>5.1. Loi d'endommagement en fonction de la pression de contact</b> .....	<b>139</b>
5.1.1. Relations de corrélations .....	144
<b>5.1. Loi d'endommagement en fonction de la déformation réversible</b> .....	<b>146</b>
<b>5.2. Corrélations des propriétés mécaniques du sol</b> .....	<b>148</b>
<b>CHAPITRE 6..... DISCUSSION DES RESULTATS ET RECOMMANDATIONS</b>	<b>154</b>
.....	



<b>6.1.</b>	<b>Méthodologie développée.....</b>	<b>154</b>
<b>6.2.</b>	<b>Instruments de mesure.....</b>	<b>154</b>
<b>6.3.</b>	<b>Préparation et état initial des échantillons.....</b>	<b>158</b>
<b>6.4.</b>	<b>Validation des relations de corrélation.....</b>	<b>161</b>
	<b>CONCLUSIONS.....</b>	<b>162</b>
	<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>165</b>
	<b>ANNEXES.....</b>	<b>170</b>
	<b>ANNEXE A: ESSAIS DE CARACTÉRISATION.....</b>	<b>171</b>
	<b>ANNEXE B: ESSAIS TRIAXIAUX.....</b>	<b>211</b>
	<b>ANNEXE C: ESSAIS SIMULATEUR.....</b>	<b>216</b>

## LISTE DE FIGURES

Figure 1.1 : Section transversale type a) Routes sans préparation spécifique b) Structure de chaussée conventionnelle .....	7
Figure 1.2 : Exemple de machines agricoles à chenilles (courtoisie CAMSO) .....	8
Figure 1.3 : Pneumatique en mode de fonctionnement élastique sur sol déformable (tirée de Taheri et al., (2015)).....	12
Figure 1.4 : Relation contrainte-déformation d'un matériau élastoplastique idéalisé (Adaptée de Wong 2010) .....	15
Figure 1.5 : Modèle de la structure du pneu utilisant le système d'amortisseur à ressort radial et inter-radial dans le VTIM (Taheri et al., 2015) .....	18
<i>Figure 1.6: Le principe du modèle analytique AS2TM pour décrire l'interaction pneu-sol (Harnisch, Lach, Jakobs, Troulis, &amp; Nehls, 2005).....</i>	<i>20</i>
Figure 1.7: Contraintes au passage d'une roue (Adaptée de Doré et Zubeck (2009)) .....	25
Figure 1.8: Relation déformation/contrainte durant un seul cycle de chargement (Adaptée de (Lekarp et al., 2000a).....	26
Figure 1.9: Comportement typique du model $K- \theta$ (Adaptée de (Guy Doré, 2019)) .....	30
Figure 1.10: Influence de la consolidation anisotrope : a) contrainte-déformation, b) cheminement de contraintes (tirée de Vaid et al., (2001)) .....	32
Figure 1.11: $\rho_d$ en fonction de $w$ et l'énergie de compaction (Tirée de Li et Seling., (1994)) .....	35
Figure 1.12: Comportement hystérique du module réversible (Tirée Khoury et Khoury (1994)) .....	36
Figure 1.13: $M_R$ en fonction des périodes d'application des charges (Tirée de Butalia et al., (2003)) .....	37
Figure 1.14: a) Relation entre $M_R/M_{Ropt}$ et $w$ avec la densité sèche constante. b) Relation entre $M_R/M_{Ropt}$ et $w$ avec un effort constant de compacité (tirée de Li et Selig (1994) ).....	40
Figure 1.15: Influence de la densité sèche sur le module réversible (tirée de Li et Selig (1994) ).....	41
Figure 1.16: Phases de la déformation permanente. I :Post-Compaction, II: Taux de $\epsilon_p$ à long terme et III : Rupture (tirée de Poupart (2013)).....	43
Figure 1.17: Déformation verticale permanente typique en fonction du nombre de cycles de charge selon l'approche du Shakedown (tirée de Salout et Erlingsson (2015)).....	44
Figure 1.18: Presse hydraulique UTM disponible à l'Université Laval .....	48
Figure 1.19: Essais triaxiaux cycliques– Évolution des déformations permanentes et réversibles (tirée de Hornych et al., (1998)).....	49
Figure 1.20: Simulateur à charge roulante de l'Université Laval.....	50
Figure 1.21: Simulateur à véhicule lourd de l'Université Laval (tirée de Badiane et al., (2015)) .....	51
Figure 1.22: Causes d'orniérage dans les chaussées. (Tirée de Gidel et al., (2001)) .....	52
Figure 1.23: Modes d'Orniérage (adaptée de Dawson (1997)) .....	52

Figure 1.24: Schéma basique d'un Pénétromètre à cône (tirée de Wong (2010)).	57
Figure 1.25: Schéma basique d'un Bevameter (tirée de Wong (2010)).	58
Figure 2.1: Plan de travail du projet	62
Figure 3.1: Distribution de la taille des particules des échantillons	67
Figure 3.2: Courbes Proctor modifiées des échantillons des sols	71
Figure 3.3: Modèle typique de Drucker-Prager, adapté de ABAQUS/Explicit User's Manual	73
Figure 3.4: a) Machine triaxiale et b) Panneau de régulation des pressions	74
Figure 3.5: a) Moules d'échantillonnage utilisés pour préparer un échantillon cylindrique triaxial et b) moule de construction d'échantillons pré-consolidés.	75
Figure 3.6: Variation de la contrainte déviatorique avec déformation axiale à plusieurs contraintes de consolidation	79
Figure 3.7: Variation de la pression interstitielle avec la déformation axiale à plusieurs contraintes de consolidation	80
Figure 3.8: Cheminement des contraintes à plusieurs contraintes de consolidation	83
Figure 4.1: Photo de l'appareil	86
Figure 4.2: a) Système d'application de charge et b) Panneau de contrôle extérieur et intérieur.	86
Figure 4.3: Dimensions internes de la fosse et Zones de vitesse.	87
Figure 4.4: Pèse-roue pour mesure de charge appliquée	88
Figure 4.5: Tekscan : empreintes de pneu en fonction de la charge axiale	88
Figure 4.6: Variation de la force axiale avec a) Pression du ballon et b) Aire de contact	89
Figure 4.7: Préparation de la couche SP pour les essais sur simulateur a) Échantillon initial , b) Ajout d'eau pour atteindre la teneur en eau visée et c) Mélange homogène du sol SP et obtention de la teneur en eau finale de la couche.	91
Figure 4.8: Compactage du sol SP dans la fosse a) première couche, b) deuxième couche, c) troisième couche et (d) quatrième couche	91
Figure 4.9: a) Mise en place du sol SP avec Pilon électrique, b) Mise en place du sol SM avec Marteau vibrant et c) Nivellement du sol	92
Figure 4.10: Localisation des capteurs en plan et en profil	93
Figure 4.11: Jauge de pression a) Photographie du capteur, b) Localisation des Contraintes horizontales et c) Localisation des Contraintes verticales.	93
Figure 4.12: Le capteur de déplacement à fibre optique ODP-A : a) Photographie du capteur, b) Excavation préliminaire et c) Niveau de serrage réel	94
Figure 4.13: Localisation des mesures initiales du module d'élasticité et de l'ornièrè dans le sol	95
Figure 4.14: Déflectomètre portable (LWD) et Zones pour les mesures sur l'échantillon MO,CO	96
Figure 4.15: a) Photographie du pénétromètre à cône dynamique (DCP) et b) Essai DCP sur l'échantillon CH	99
Figure 4.16: Calcul du DPI et du module d'élasticité selon la distribution normale	100
Figure 4.17: Mesure de l'ornièrè du sol à l'aide d'un instrument à base de laser	102
Figure 4.18: a) Lectures typiques des capteurs de contraintes b) Représentation des contraintes dans la fosse	104

Figure 4.19: Enfoncement maximale des pneus en SP et MO,CO.....	105
Figure 4.20: Schéma de post-compactage interne de l'argile (CH) dû à un chargement cyclique sur le simulateur routier à charge roulante.....	106
Figure 4.21: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol SP .....	107
Figure 4.22: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol SM .....	108
Figure 4.23: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol CH .....	109
Figure 4.24: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol MO,CO.....	110
Figure 4.25: a) Photographie du pénétromètre à cône dynamique (DCP) et b) Essai DCP sur l'échantillon CH.....	112
Figure 4.26: Cheminement des contraintes pour les échantillons SP, SM, CH et MO,CO	113
Figure 4.27: Lectures typiques du capteur de déformation .....	115
Figure 4.28: Évolution des courbes contraintes – déformations avec le nombre de cycles au cours d'un essai sur le simulateur.....	116
Figure 4.29: Évolution de la déformations permanente avec le nombre de cycles .....	119
Figure 4.30:Évolution de la déformation réversible avec le nombre de cycles.....	122
Figure 4.31: Comparaison des modules élastiques.....	124
Figure 4.32: Niveau initial de l'échantillon et enfoncement maximal du pneu .....	125
Figure 4.33: Exemple du niveau des couches pour SP a) Couche 1, b) Couche 2, c) Couche 3 et d) Couche 4.....	126
Figure 4.34: Résultat final du compactage pour chaque type de sol .....	127
Figure 5.1: Changements de la profondeur maximale d'orniérage avec le nombre de cycles de chargement sous plusieurs valeurs de pression de contact .....	140
Figure 5.2: Loi d'endommagement du sol SM pour différentes ornières .....	142
Figure 5.3: Loi d'endommagement en fonction de la Pression de contact pour un ornière de 100mm.....	143
Figure 5.4: Comparaisons des Pression de contact à l'aide des équations des lois d'endommagement .....	146
Figure 5.5: Loi d'endommagement en fonction de la déformation réversible pour un ornière de 100mm .....	147
Figure 5.6: Comparaisons corrélations entre $\beta$ et DPI .....	150
Figure 5.7: Comparaisons corrélations entre $M_R$ et DPI .....	152
Figure 6.1: a) Tubes de saturation, b) tube perforé pour détecteur de niveau d'eau, c) Capteur de niveau d'eau et d) Système de saturation sur la fosse .....	159
Figure 6.2: a) Orniérage sol SP saturé et b) Rotation capteur de pression. ....	160
Figure 6.3: Cheminement des contraintes et enveloppe de rupture à différentes densités de compactage pour le sol MO,CO .....	161

## LISTE DE TABLEAUX

Tableau 1.1 Paramètres pour les différents types de terrain selon Wong (2008).....	10
Tableau 1.2 Coefficient de mobilité des roues (Taheri et al., 2015) .....	16
Tableau 1.3 Résumé des caractéristiques des modèles (Pris, traduit et modifié à partir de l'article par (Taheri et al., 2015)) .....	22
Tableau 1.4 Modèles reliant les indices et les propriétés de résistance au module réversible (MEPDG, 2002) .....	28
Tableau 1.5 Modules réversibles typiques (Adaptée de MEPDG (2002) ) .....	28
Tableau 1.6 Lois d'endommagement de différents modelés de déformation permanente... 54	
Tableau 2.1 Matrice des essais .....	63
Tableau 3.1 Valeurs de CBR .....	72
Tableau 3.2 Résumé des résultats des essais de caractérisation .....	84
Tableau 4.1 Exemple de résultats sur un échantillon de sol SP au déflectomètre portable.. 97	
Tableau 4.2 Résultats des essais de caractérisation comportementale au déflectomètre portable .....	97
Tableau 4.3 Corrélations entre le DPI et le module élastique ( $E_{LWD}$ ) (Tirée de Boutet (2008)) .....	99
Tableau 4.4 Résumé d'essai de DCP sur MO,CO .....	100
Tableau 4.5 Résultats des essais de caractérisation comportementale au pénétromètre à cône dynamique .....	101
Tableau 4.6 Échantillons les plus affectés par le nombre de répétitions de la charge.....	105
Tableau 4.7 Échantillons les plus affectés par le nombre de répétitions de la charge.....	114
Tableau 4.8 Résumé Ornière SP : a) Évolution de l'orniérage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique .....	130
Tableau 4.9 Résumé Ornière SM : a) Évolution de l'orniérage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique .....	132
Tableau 4.10 Résumé Ornière CH : a) Évolution de l'orniérage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique .....	134
Tableau 4.11 Résumé Ornière MO,CO : a) Évolution de l'orniérage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique .....	136
Tableau 4.12 Résumé résultats sur simulateur à charge roulante.....	138
Tableau 5.1 Résumé résultats sur simulateur à charge roulante.....	141
Tableau 5.2 Équations Loi d'endommagement du sol SM pour différents orniérages .....	142
Tableau 5.3 Équations Loi d'endommagement pour un ornière de 100mm .....	144
Tableau 5.4 Corrélations entre $\phi$ et SPT, DPI et CBR .....	149
Tableau 5.5 Cohésion estimée à partir de la classification des sols (Tire de Edge (2020))153	

*À mes parents Armando  
et Angelica*

## REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé grâce au soutien financier du CAMSO et du CRSNG. Ce soutien est essentiel pour contribuer à la recherche et soutenir l'éducation d'un pays.

Je voudrais exprimer ma gratitude à mon directeur de recherche, M. Guy Doré, qui a été la personne qui m'a donné non seulement la confiance pour travailler dans son équipe, mais aussi sa connaissance magistrale dans le monde de l'ingénierie routière. Je tiens également à remercier M. Jean-Pascal Bilodeau pour son soutien inconditionnel qui a permis d'augmenter mes compétences professionnelles et humaines. Je remercie à Mme Bahar Ahou Ghalandari de m'avoir accompagné et conseillé. En elle, j'ai trouvé un excellent collègue et une personne formidable.

Ce travail de recherche a également été le résultat des idées et des efforts de nombreuses personnes. L'un d'entre eux est M. Sylvain Auger qui, grâce à ses connaissances et à son expérience, le développement de mon projet a été possible. Merci à M. Christian Juneau qui a répondu à de nombreuses questions, ses connaissances et son soutien lors des tests en laboratoire ont été impeccables.

J'apprécie également l'effort de chacune des personnes qui ont offert leur aide pour les travaux de laboratoire, puisqu'avec leur aide il a été possible de réaliser ce projet. Je remercie ainsi Amine Jabri, Marwane Khramez, Lucas Chable, Jimmy Legendre et Anthony Valois.

Enfin et surtout, je voudrais remercier Maria Fernanda Baron Hernandez pour son soutien et ses encouragements constants tout au long de ma maîtrise.

# INTRODUCTION

## *Mise en contexte, problématique et objectifs*

En 2018, 520 000 véhicules hors-route étaient immatriculés dans la province de Québec, dont 32,4 % à des fins récréatives et 67,6 % à des fins commerciales. Pour le gouvernement du Québec, cela représente un développement intense de l'économie, qui entraîne la génération de nouveaux problèmes. Ils autorisent donc le ministère des transports à développer des projets pilotes dans le but d'expérimenter l'utilisation de machines ou d'équipements hors-route associés à son fonctionnement (MacMilan, 2009). Cependant, il y a quelque temps, des problèmes avaient déjà été identifiés dans le sol en raison de l'utilisation de ce type de véhicules.

L'étude de l'interaction entre le pneu et le sol a pris son essor dans les années 50 et 60. Plus précisément dans les années 1956, 1960 et 1969 où ses œuvres ont fourni une série de contributions qui ont permis le développement de la Terramécanique. La Terramécanique, une branche qui étudie les performances des machines sur les sols déformables, nous permet de comprendre l'enfoncement du sol (neige, sols pulvérulents et sols cohérents) produit par les pneus (Wong, 2010).

À titre de comparaison, dans leur étude, Taheri et al. (2015) ont comparé divers modèles existants qui permettent de représenter l'interaction des véhicules hors-route. C'est à partir de cette étude qu'ils stipulent que les modèles semi-empiriques sont les plus appropriés pour la fidélité du comportement des véhicules tout-terrain qui s'appuient à la fois sur des modèles empiriques et sur des modèles basés sur la physique. Cependant, malgré les progrès et les approches des différents chercheurs, il n'a pas été possible de comprendre ce phénomène dans sa totalité. Cela est dû au fait que la modélisation se concentre principalement sur



l'enfoncement du sol généré par une charge verticale et ne prend en compte que les caractéristiques des pièces mécaniques et non le comportement mécanique entre le pneu et le sol. De plus, la littérature existante dans le domaine de l'ingénierie géotechnique se concentre principalement sur les chaussées, qu'il s'agisse de matériaux granulaires ou de couches d'asphalte, pour l'analyse du comportement et la prédiction des performances sous des charges répétitives dans le temps. De sorte qu'il n'existe actuellement aucun outil permettant de prédire le comportement d'un sol déformable sous l'effet de charges répétitives.

Par conséquent, l'objectif principal de cette recherche est le développement d'une méthode empirique de conception pour 4 types de sols sur lesquels il est habituel le transport de machines hors-route. Cette méthode viendra donc compléter la littérature existante en fournissant des outils qui permettent de prédire le comportement des sols sous l'effet des sollicitations cycliques. De ce fait, ces représentations seront faites avec l'aide du simulateur routier de l'Université de Laval en utilisant le pneu qui a été fourni par CAMSO, une compagnie dédiée à la conception de véhicules et d'équipement hors-route et collaboratrice de ce projet. Pour ce faire, les objectifs secondaires suivants doivent être réalisés.

- Synthétiser les informations sur les travaux associés au comportement des sols soumis à des charges de véhicules hors-route et les principaux modèles ou approches qui permettent de clarifier l'interaction pneumatique-sol ;
- Caractériser 4 sols (SP, SM, MO et CH), permettant de connaître des paramètres déterminants pour la continuité du projet;
- Documenter le comportement mécanique des sols sélectionnés.
- Documenter le comportement mécanique des sols lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques à l'aide du simulateur de charge roulante. De même, des essais INSITU doivent être effectués (DCP, LWD) dans chaque fosse réalisée;
- Comprendre le comportement élastique et plastique des sols sur le simulateur a charge roulante en comparant les résultats avec ceux des essais triaxiaux.

- Comprendre et formuler le comportement mécanique des sols sous l'effet de diverses charges appliquées pour le développement de lois d'endommagement empiriques.

### ***Méthodologie***

Afin de répondre au problème identifié et de satisfaire aux objectifs établis précédemment, la méthodologie suivante est présentée, laquelle est composée de 5 étapes.

Étape 1. Réalisation d'un état des connaissances : Une revue de l'état des connaissances doit être effectuée, afin de clarifier les informations concernant l'interaction pneu-sol. Cette revue devrait se concentrer sur les modèles existants qui permettent de comprendre l'enfoncement des pneus dans le sol et sur les approches existantes en géotechnique routière qui évaluent le comportement des matériaux de chaussée sous chargement cyclique.

Étape 2. Réalisation des essais de caractérisation: Une série de tests doit être effectuée. Dans un premier temps, les tests de laboratoire effectués consistent en la caractérisation de quatre types de sols par des tests reconnus par les normes du Ministère des Transports du Québec.

Étape 3. Réalisation des essais de caractérisation mécanique en laboratoire : Les essais de caractérisation mécanique nous permettent de décrire les performances des sols étudiés. Dans un premier temps, des tests triaxiaux doivent être effectués pour déterminer la rigidité et les propriétés à la rupture des sols. Ensuite, les travaux de laboratoire avec l'aide du simulateur de route de l'Université Laval consisteront à effectuer des tests dans des conditions contrôlées pour élaborer des lois sur le comportement des sols soumis aux charges des véhicules tout-terrain. Il sera donc nécessaire de disposer d'un pneu type d'un véhicule hors-route.

Étape 4. Analyse des données : Les informations recueillies lors des tests effectués seront traitées à cette étape. Cette étape sera fondamentale pour la réussite finale du projet, car c'est à partir d'elle que l'objectif principal de la recherche pourra être atteint.

Étape 5. Transmission de résultats : L'un des buts du présent projet est de fournir des outils pour enrichir le modèle de comportement des sols, qui sera intégré dans un modèle d'analyse par éléments finis. Par ailleurs, l'élaboration de lois de dommages permettra non seulement à l'industrie des véhicules hors-route et aux différents acteurs du domaine des sols et des chaussées de bénéficier de ce développement et aussi d'alimenter les réflexions et la documentation sur le sujet abordé.

### ***Description du contenu du mémoire***

Le présent mémoire est divisé en 8 chapitres qui sont décrits ci-dessous.

Le *Chapitre 1* décrit le cadre scientifique dans lequel la recherche est menée, en résumant brièvement les informations sur la Terramécanique et en identifiant les approches existantes qui permettent de connaître le comportement de l'enfoncement du pneu dans le sol. Il met également en relation le comportement pneu-sol selon une approche différente de celle proposée par la Terramécanique, laquelle ne prend pas en compte le comportement du sol sous des charges cycliques. Ce chapitre permettra donc de découvrir la littérature manquante pour comprendre et approfondir les connaissances sur le comportement du sol sous des sollicitations répétitives.

Le *Chapitre 2* présente le programme expérimental adopté. Programme dans lequel un plan de travail est présenté en 2 phases différentes. La première phase consiste en la réalisation de tests de caractérisation physique à partir de tests de base tels que la granulométrie, les limites

d'Atterberg, l'essai Proctor, etc. La deuxième phase permet de connaître le comportement mécanique grâce à des essais triaxiaux et des tests sur le simulateur routier de l'Université Laval.

Le *Chapitre 3* présente l'analyse des résultats des essais de caractérisation géotechnique pour 4 types de sols typiques de la région du Québec. Également il présente la méthodologie des essais triaxiaux et l'analyse des résultats pour caractériser les sols mécaniquement.

Le *Chapitre 4* présente le programme expérimental sur le simulateur routier de l'Université Laval. Les résultats des tests DCP et LWD sur les échantillons et certaines corrélations avec le module réversible et l'angle de frottement sont également présentés.

Le *Chapitre 5*, étant le plus important et l'un des chapitres répondant aux objectifs, présente le développement des lois de dommages. Ces lois sont basées sur la pression de contact du pneu et le module réversible du sol.

Le *Chapitre 6* est consacré à la discussion des résultats. Ce qui permet de comparer les résultats obtenus avec d'autres recherches effectuées sur d'autres matériaux. De cette manière, il est possible de soutenir les approches atteintes par rapport à la littérature.

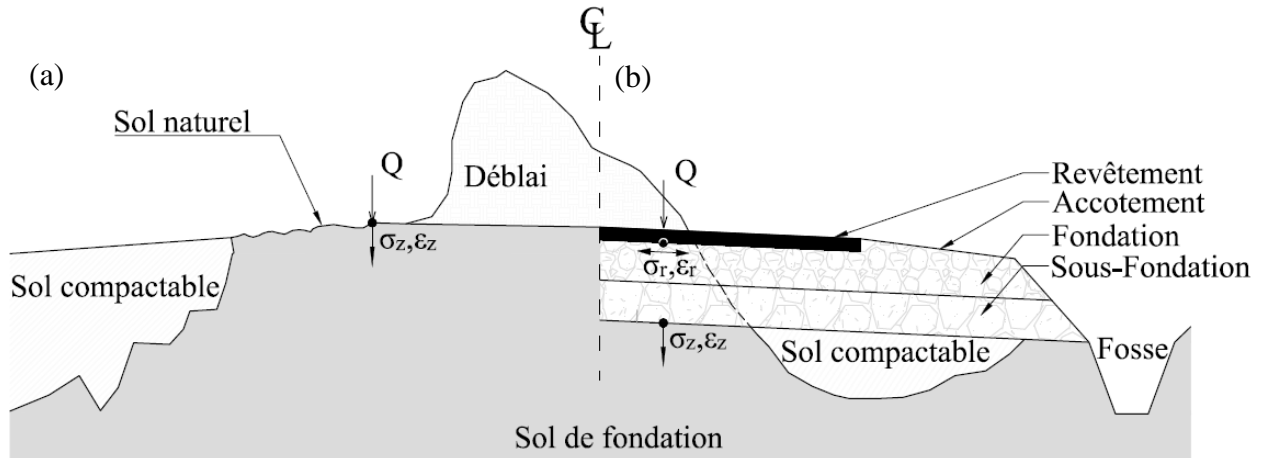
Enfin, les différentes conclusions auxquelles on est parvenu après avoir résolu les objectifs du projet sont présentées.

## CHAPITRE 1. ÉTAT DE CONNAISSANCES

Actuellement, les surfaces sur lesquelles circulent les véhicules peuvent être cataloguées de deux façons : les chemins hors-routes et les routes conventionnelles (*Voir Figure 1.1*). Les routes conventionnelles sont celles dont la structure de chaussée est entièrement formée et qui, selon Doré et Zubeck (2009) ont une double fonction : de haut en bas, elles distribuent la charge du trafic lourd en supportant chacune des couches un grand nombre de répétitions, et de bas en haut, elles atténuent les divers effets géotechniques (*Voir Figure 1.1b*). De même, la performance et la stabilité de la structure sont largement soumises à la géométrie du remblai et au système de drainage.

Pour les conditions routières, il est raisonnable de modéliser le terrain comme une surface rigide (non déformable) et de supposer que ses propriétés sont fixes sur tout le profil de la route. Par ailleurs, les chemins hors-routes, comme l'illustre la *Figure 1.1a*, sont des surfaces non pavées utilisées notamment par les équipements miniers, les voitures de course, les motoneiges, les véhicules d'exploration, les véhicules militaires hors-route (à roues et à chenilles), ainsi que les véhicules de construction et agricoles. Comme ces surfaces non pavées sont molles, elles sont représentées par une surface déformable (Khazaei, 2018). Même si ces deux représentations sont différentes, elles peuvent en quelque sorte être analysées en parallèle.

Le modèle Boussinesq développé en 1885 propose un modèle simple dans lequel une charge ( $Q$ ) est appliquée à la surface d'un système et représentée par une plaque circulaire de rayon ( $a$ ) dans un espace homogène. Les contraintes radiales et verticales ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_z$ ) ainsi que les déformations radiales et verticales ( $\varepsilon_r$ ,  $\varepsilon_z$ ) peuvent être calculées sous le centre de la plaque circulaire (Jeuffroy Georges & Raymond, 1991).



**Figure 1.1 : Section transversale type a) Chemins hors-routes b) Structure de chaussée conventionnelle**

Par ailleurs, ce n'est qu'au XXe siècle que Bekker pionnier dans le développement systématique des principes de la mécanique de la locomotion terrestre, propose l'étude d'une autre branche de la mécanique appliquée en réalisant des travaux et en apportant des contributions à ce que l'on appelle aujourd'hui la « Terramécanique ».

### ***1.1. Généralités de la Terramécanique***

Les années 1956, 1960 et 1969 ont été décisives dans l'évolution des principes de la mécanique de la locomotion terrestre. C'est au cours de ces années que Bekker, ingénieur, scientifique polonais et fondateur de la Terramécanique, a développé trois contributions classiques: Theory of Land Locomotion, Off-The-Road Locomotion et The Introduction to Terrain-Vehicle Systems. Le terme Terramécanique y est défini comme la relation entre la performance globale d'une machine et son environnement sur lequel elle va fonctionner (Wong, 2010). D'autre part, la *U.S. Army Tank-Automotive Research Development and Engineering Center* le définit comme la science qui étudie les propriétés du sol dans l'interaction des véhicules à chenilles et à roues (tirée de Taheri et al., (2015)).

La performance est évaluée à partir du comportement observé de la machine sur un terrain non préparé. Toutefois, comme l'illustre la *Figure 1.1a*, pour garantir la stabilité de la conduite sur un terrain non préparé il faut adapter le terrain. Ce qui offrira des conditions de sécurité minimales à l'opérateur. De même, les performances en matière de culture du sol et d'engins de terrassement sont analysées. De sorte que l'un des objectifs de Terramécanique est donc d'établir des lignes directrices pour la conception et l'évaluation des véhicules hors-route afin qu'ils ne causent pas de dommages excessifs à l'environnement opérationnel (Wong, 2010). Pour cette raison, il est important de réduire la pression sur le sol pour éviter l'enfoncement et compactage excessif dans le sol agricole. Puisqu'une caractéristique technique typique des véhicules hors-route est d'avoir de gros pneus, des pneus jumelés ou des chenilles longues et larges (Taghavifar & Mardani, 2017).



**Figure 1.2 : Exemple de machines agricoles à chenilles (courtoisie CAMSO)**

Autrement dit par (Taheri, Sandu, Taheri, Pinto, & Gorsich, 2015), les principaux objectifs de la Terramécanique sont les suivants:

- ✓ Prédire les performances d'un véhicule en établissant la relation entre les performances du véhicule, les paramètres de conception et les propriétés du terrain.
- ✓ Étudier l'effet du passage des machines sur les propriétés du sol, telles que le compactage, le déplacement par cisaillement, l'érosion et l'écoulement.

## *1.2. Approches de la Terramécanique*

L'étude des pneus sur matériaux mous est une question importante en mécanique des chaussées, et il s'agit d'un comportement totalement différent de celui des matériaux rigides. Les méthodes empiriques et les méthodes par éléments finis sont influencées par les propriétés du terrain et sont par conséquent utilisées pour la modélisation et l'évaluation du comportement des véhicules à roues sur des terrains déformables. Les études physiques avec modélisation mathématique ont une relation directe avec la performance des véhicules. L'enfoncement des pneus est directement lié aux forces et aux moments agissants entre le pneu et le sol. Il constitue l'une des variations les plus typiques qui influencent les performances d'un véhicule. Les propriétés des sols utilisés pour le transport varient considérablement. Pour cette raison et parce qu'il existe des incertitudes supplémentaires qui ne sont pas toujours prises en compte, il est complexe d'appliquer la modélisation des pneus de route aux sols mous. La modélisation sera alors fonction de la conception du pneu, du fonctionnement du véhicule et des caractéristiques du terrain ce qui rend la formulation pneu-sol complexe.

Les objectifs de la Terramécanique dans l'étude des pneus visent à déterminer les caractéristiques de force et de moment du pneu dans un terrain déformable et à évaluer l'effet que le passage des pneus a sur les propriétés mécaniques du sol. Il est donc important de comprendre le comportement physique entre l'interaction pneu/sol et de comprendre qu'il existe des contraintes normales et tangentielles qui se produiront dans la zone de contact lorsque le véhicule effectuera un trajet. Au-dessus de cette zone, il y aura des forces et des moments résultants qui sont directement liés au taux de glissement, à l'angle de glissement, à la charge normale et à la pression de gonflage. De plus dans ces zones, l'interaction pneu-sol est sujette à des changements géométriques (déformation de la ceinture du pneu et enfoncement du sol) et mécaniques (variation de la rigidité structurelle, propriétés



d'amortissement du pneu, densité, compactage et de teneur en eau du sol) (Taheri et al., 2015)

### 1.2.1. Interaction pneu-sol

Depuis les années 1960, l'interaction entre le pneu et le sol déformable est une question importante pour l'ingénierie dans laquelle les déformations du sol prennent en compte deux effets indépendants : l'un dans le sens vertical et l'autre dans le sens horizontal., Une des premières équations a été proposée par Bekker où la pression normale est calculée en fonction de l'enfoncement ( $z$ ), des paramètres associés au sol  $n$ ,  $k_c$  et  $k_\phi$  et de la largeur du pneu ( $B$ )(Bekker, 1962).

$$\sigma = \left( \frac{k_c}{B} + k_\phi \right) z^n = kz^n \quad \text{Équation 1}$$

Les paramètres tels que  $k_c$  et  $k_\phi$ , sont associés au matériau étudié lesquels permettent de connaître le module de déformation dû aux propriétés de cohésion du sol et la relation avec la composante de friction de la déformation du sol (Wong, 2008). Les valeurs typiques de ces paramètres pour différents types de sols sont présentées dans le *Tableau 1.1*.

**Tableau 1.1 Paramètres pour les différents types de terrain selon Wong (2008)**

Terrain	Paramètres		
	$k_c$ (N/m <sup>2</sup> )	$k_\phi$ (N/m <sup>2</sup> )	$n$
Upland sandy loam	42 000	1 833 000	1.10
LETE sand	229 700	8 940 000	0.781
Rubicon sandy loam	63 300	1 176 000	0.66
North Gower clayey loam	27 000	1 430 000	0.85
Graneville loam	-1 300	5 814 000	1.01

D'autre part, Janosi et Hanamoto (1965) ont modifié l'équation de résistance au cisaillement développée par Mohr-Coulomb dans laquelle l'influence du déplacement en cisaillement ( $j$ ),

la cohésion ( $k_{cohesion}$ ), l'angle de frottement du sol ( $\phi$ ), la pression normale ( $\sigma$ ) et le paramètre de déformation par rupture ( $K$ ) sont pris en compte (Z. J. Janosi & Hanamoto, 1965).

$$\tau = [k_{cohesion} + \sigma \sin(\phi)](1 - e^{-j/K}) \quad \text{Équation 2}$$

Selon Negrini (2012), en Terramécanique le modèle le plus simple considère un pneu rigide et lisse dans lequel une roue rigide au repos, une roue rigide en condition de conduite et une roue rigide en condition de freinage doivent être considérées. Parallèlement, la surface de contact entre le pneu et le sol développe des forces normales et tangentielles lorsque le véhicule est en mouvement, générant des forces et des moments qui affectent directement la mobilité, le rapport de glissement et l'angle, ainsi que la déformation du pneu et du sol (Reina, Leanza, & Messina, 2018).

### 1.2.2. Zone de contact

Les contraintes transmises au sol par une charge de surface sont d'une importance essentielle dans la modélisation du compactage du sol (L. Schafer, C. Bailey, E. Johnson, & L. Raper, 1991). Cette distribution des contraintes verticales qui résulte d'une charge verticale exercée sur la surface peut être calculée à l'aide de l'équation de Boussinesq en utilisant la théorie de l'élasticité. L'équation considère un espace homogène, isotrope et linéairement élastique (Holtz & Kovacs, 1981).

$$\sigma_z = \frac{Q(3z^3)}{2\pi(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Équation 3}$$

où

$\sigma_z$                     *Contrainte de compression verticale due à la charge de surface,*  
 $Q$                         *Charge ponctuelle appliquée à la surface,*

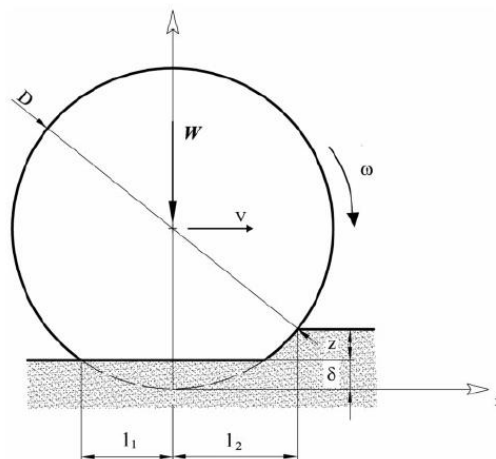
$z$  la profondeur du point en question, et  
 $r$  la distance horizontale entre le point de chargement et le point en question

D'autres auteurs comme Froehlich affirment que, dans les sols agricoles, la contrainte est distribuée de manière différente de celle supposée par Boussinesq. Pour cette raison, il a modifié l'équation pour incorporer des facteurs de concentration ( $\nu$ ) et ainsi prendre en compte les sols agricoles (Söhne, 1958)

$$\sigma_z = \frac{\nu Q z^\nu}{2\pi(r^2 + z^2)^{(\nu/2+1)}} \quad \text{Équation 4}$$

Un facteur de concentration de Froehlich équivalent à 3 génère l'équation initialement proposée par Boussinesq. Les sols rigides et mous auront un facteur de concentration de 4 et 6 respectivement.

D'autre part, l'analyse des sols mous est très influencée par la zone de contact entre le pneu et le sol. D'après Reina et al., (2018) le model général peut être représenté par la *Figure 1.3* où la zone de contact ( $A$ ) est fonction de l'enfoncement. Il indique également la déflexion du pneu ( $z$ ) et la dimension de la géométrie de la roue ( $D$ ).



**Figure 1.3 : Pneumatique en mode de fonctionnement élastique sur sol déformable (tirée de Taheri et al., (2015))**

Dans cette représentation la longueur du contact peut être exprimée sous la forme

$$l_c = \sqrt{D\delta - \delta^2} + \sqrt{D(z + \delta) - (z + \delta)^2} \quad \text{Équation 5}$$

Où la déformation du pneu ( $\delta$ ) est définie comme 80% du rapport entre la charge totale ( $W$ ) et la constante du ressort du pneu ( $k_t$ ). On suppose que le 20 % résiduel de la charge agit sur la portion  $l_2-l_1$  (Schwanghart, 1991).

### *1.2.3. Modèles existants pour l'interaction pneumatique-sol*

L'étude de l'interaction pneu-sol est un sujet qui comporte plusieurs incertitudes. Par exemple, les sols agricoles subissent une déformation différente de celle des matériaux de revêtement lorsqu'ils sont soumis à des contraintes de compression. Ces contraintes provoquent une déformation élastique récupérable dans le sol et une déformation plastique irrécupérable (Andino, 2015). Au cours des ans, la Terramécanique a été étudié et modélisé en essayant de représenter le système considéré le plus fidèlement possible afin d'avoir une approche adéquate de la réalité. À l'heure actuelle les modèles existants pour l'analyse entre le pneu et le sol sont généralement regroupés en trois grandes catégories :

- Modèles empiriques
- Modèles basés sur la physique
- Modèles semi-empiriques

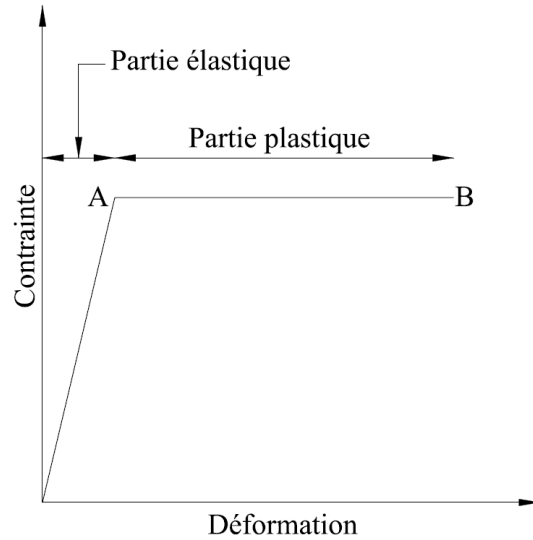
#### *1.2.3.1. Méthodes empiriques: Relation entre la mécanique des sols et les modèles de représentation des sols.*

Afin de réaliser une modélisation adéquate, il est essentiel de connaître le comportement du sol et les facteurs qui influencent sa performance. Ces facteurs sont détaillés au chapitre 1.3

dans lequel ils prennent implicitement en compte les caractéristiques du sol. D'après Crespo (2004), le terme « sol » est défini de différentes manières. Par exemple, l'agronomie définit le sol comme « la partie supérieure mince du manteau rocheux dans laquelle les racines des plantes pénètrent et d'où les plantes prennent l'eau et les autres substances nécessaires à leur existence ». D'autre part, les ingénieurs civils ont défini le sol comme « l'ensemble des particules minérales, produit de la désintégration mécanique ou de la décomposition chimique des roches préexistantes ». La Terramécanique est consciente que le comportement du sol est influencé par les contraintes transmises depuis la surface, qui sont produites par les charges des véhicules. Dans cette perspective, elle propose trois façons de modéliser le sol :

- ✓ Modélisation du terrain comme milieu élastique.
- ✓ Modélisation du terrain comme milieu plastique.
- ✓ Modélisation du comportement du terrain basée sur les états critiques de la mécanique des sols.

La théorie de l'élasticité est utilisée pour modéliser le terrain comme un milieu élastique. Cette théorie a été adoptée dans l'application de la prédiction des dommages causés par les charges des véhicules et le compactage du sol. Cependant, si la charge est élevée, le terrain peut passer d'un comportement élastique à un comportement plastique, une situation qui génère une limitation dans cette modélisation (*Voir Figure 1.4*). Par ailleurs, la théorie de l'équilibre plastique ainsi que la modélisation du terrain comme milieu plastique sont considérées d'une grande importance dans la représentation de la traction des véhicules hors-route. Cependant, il faut tenir compte du fait que si la charge à laquelle le terrain est soumis est élevée, le sol pourrait cisailer, ce qui entraînerait une limitation du modèle. La modélisation du comportement du terrain basée sur les états critiques de la mécanique des sols émerge comme une solution aux limitations mentionnées précédemment sur la base de la mécanique des sols à l'état critique, ayant la capacité de prédire à la fois la contrainte et la déformation du terrain sous la charge des véhicules.



**Figure 1.4 : Relation contrainte-déformation d'un matériau élastoplastique idéalisé (Adaptée de Wong 2010)**

Or, le concept d'empirisme vient de l'expérience et de l'observation des faits, dans ce cas ces modèles sont principalement basés sur des informations résultant de tests en laboratoire et/ou d'essais sur le terrain. Le principal processus d'un test empirique consiste à identifier la performance du véhicule. Autrement dit, identifier le nombre de mobilité du véhicule ( $N$ ) (Taheri et al., 2015).

$$N = \frac{CI \times b \times d}{W} k$$

**Équation 6**

où,

$CI$  l'indice de cône (kPa),  
 $b$  la largeur de section du pneu (mm),  
 $d$  diamètre total du pneu (mm),  
 $W$  la charge du pneu (N), et  
 $k$  coefficient du nombre de mobilité des roues

Le nombre de mobilité dépend alors essentiellement de la résistance du sol, la charge et la taille des pneus (Hegazy & Sandu, 2013). L'indice de cône (*CI*), qui est exprimé en unités de charge, est un outil de mesure de la résistance du sol qui consiste à effectuer un test de pénétration du sol à une vitesse constante et intégrant les valeurs de la cohésion du sol et de l'angle de frottement interne (R. D. Wismer & Luth, 1974). Le coefficient de mobilité de la roue (*k*) est un facteur qui peut être interprété de différentes manières. Ces interprétations sont fonction de la combinaison de différents pneus et de l'observation de leurs performances. Le *Tableau 1.2* présente les coefficients les plus représentatifs.

**Tableau 1.2 Coefficient de mobilité des roues (Taheri et al., 2015)**

Auteur	Coefficient de mobilité des roues	Référence
Wismer and Luth	$k_w = 1$	(R. D. Wismer & Luth, 1974)
Freitag	$k_F = \sqrt{\delta/h}$	(Freitag, 1965)
Turnage	$k_T = \sqrt{\frac{\delta}{h} \frac{1}{1+b/2d}}$	(Turnage, 1972b)
Brixius	$k_B = \frac{1+5\delta/h}{1+3b/d}$	(Brixius, 1987)
Maclaurin	$k_M = \frac{\delta^{0.4}}{b^{0.2}d^{0.2}}$	(Maclaurin, 1981)
Rowland and Peel	$k_T = \sqrt{\frac{\delta}{h} \frac{d^{0.15}}{b^{0.15}}}$	(Rowland D & JW, 1975)
Hegazy and Sandu	$k_{HS} = \sqrt{\frac{h-\delta}{d}}$	(Hegazy & Sandu, 2013)

h = hauteur de la section du pneu  
 $\delta$  = déformation du pneu

Pour caractériser plus précisément le modèle empirique, il existe différentes études qui se basent sur ce modèle de base en réalisant des expériences de mobilité des pneus sur différents types de sols. C'est le cas du modèle WES VCI (Waterways Experiment Station et Vehicle Cone Index, respectivement) proposé par l'armée américaine, dans lequel le comportement des pneus sur les sols inorganiques a été observé lorsqu'ils étaient soumis à interaction (A.

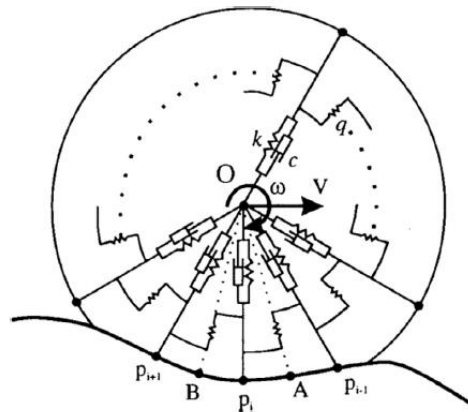
A. Rula & Nuttall, 1971). Des paramètres tels que la résistance au mouvement, l'indice de cône du véhicule (VCI) et la force de traction (force nécessaire pour tirer une charge) sont corrélés avec l'indice de cône (CI) pour les granulats grossiers et avec l'indice de cône nominal (RCI) pour les granulats fins. L'indice de mobilité, qui est le résultat d'équations empiriques développées par l'armée, permet de déterminer si le déplacement du véhicule est possible ou au contraire si le véhicule aura des difficultés à se déplacer (Taheri et al., 2015). De la même façon, Rula et Nuttall (1971) ont développé une modélisation numérique de la mobilité WES dans laquelle ils évaluent le comportement et l'interaction entre le pneu et les sols cohésifs (argile remaniée) et les sols frictionnels (sable sec). Dans ce cas, la résistance minimale d'opposition à la première charge du pneu, la force de traction et la résistance au mouvement du véhicule sont des paramètres fondamentaux pour le développement du modèle (Turnage, 1972a). D'autre part, Wismer et Luth (1974) ont développé une approche similaire pour les véhicules agricoles à celle proposée par WES appelée *Deere & company technical center models* dans laquelle est inclus l'effet de patinage des roues. Ce modèle est corrélé avec les forces agissantes, la géométrie et d'autres phénomènes qui influencent le système pour différents types de sols et de pneus. Le modèle STIRÉEMOD, un modèle développé par *SystemsTechnology Inc.* et financé par TARDEC, est un modèle développé pour les chaussées puis étendu aux conditions de route non pavée en appliquant des fonctions empiriques pour la modélisation des forces longitudinales et latérales (Metz, 1993).

#### 1.2.3.2. Modèles basés sur la physique

Contrairement aux modèles empiriques basés sur l'expérience, ces modèles se fondent sur les principes de base de la physique pour représenter l'interaction pneu-sol. Ces modèles peuvent être complexes au point de créer des modélisations détaillées par éléments finis pour le sol et les pneus.



Le modèle VTIM (*Vehicle Terrain Interaction Model*) proposé par Madsen et al., (2012) considère la déformation du pneu et du sol dans un plan tridimensionnel lesquels sont analysés séparément. Le modèle représenté peut être consulté à la *Figure 1.5* où la circonférence est divisée en plusieurs parties qui sont reliées entre elles avec des amortisseurs dans des directions tangentielle et latérales. La déformation du sol en ce point sera soumise à la distribution des contraintes verticales transmises.



**Figure 1.5 : Modèle de la structure du pneu utilisant le système d'amortisseur à ressort radial et inter-radial dans le VTIM (Taheri et al., 2015)**

D'autres auteurs tels que (Hiroaki Tanaka, Masatoshi Momozu, Akira Oida, & Yamazaki, 2000) ont développé des modèles mécaniques en utilisant la méthode des éléments distincts (DEM). Ce modèle permet l'analyse de la discontinuité du sol granulaire qui est représenté dans le modèle comme un ensemble d'éléments circulaires bidimensionnels. Cependant la simulation de la résistance enregistre des valeurs totalement différentes de celles prises en laboratoire.

Grâce à la croissance exponentielle que la technologie a connue, les méthodes des éléments finis (FEM) ont gagné de l'importance, émergeant comme une alternative dans l'analyse des systèmes complexes. Par exemple, le modèle hyperplastique est celui proposé par (Mootaz

Abo-Elnor R & JTB., 2003) qui montre le comportement monotone du sol sableux sous des charges simulées à différentes vitesses et accélérations.

### 1.2.3.3. Modèles semi-empiriques

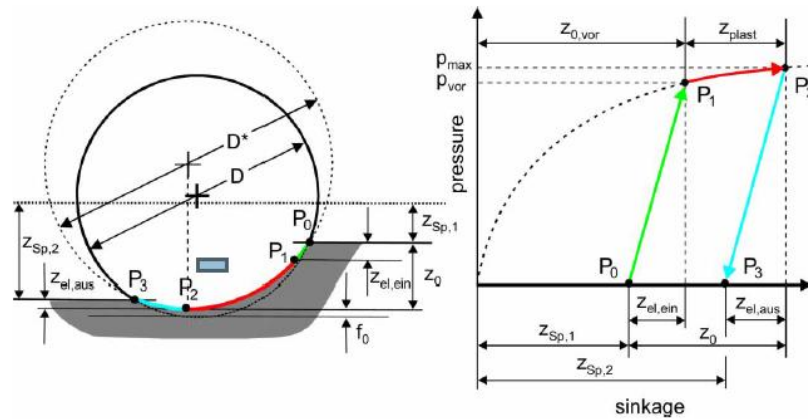
Les modèles semi-empiriques sont basés sur les deux types précédents en utilisant la modélisation de l'interaction pneu-terrain et les formulations empiriques. La formulation empirique bidimensionnelle développée par Bekker (1969) et par la suite modifiée par Wong (1969) expose que les contraintes normales et le cisaillement dans la zone de contact sont exprimées en variables cinétiques et cinématiques des pneus permettant de calculer l'enfoncement, la déformation du sol et la déflexion du pneu. Comme détaillé précédemment dans l'équation proposée par Bekker,  $\sigma$  équivaut à la contrainte du sol sous une plaque circulaire de rayon  $B$  à une profondeur  $z$  donnée. Selon Taheri et al., (2015) dans ce cas les coefficients  $n$ ,  $k_c$  et  $k_\phi$  sont obtenus à partir de l'ajustement d'une courbe aux données expérimentales de pression-enfoncement. L'équation 7 est modifiée par Wong où il intègre la réponse du terrain pendant un cycle de déchargement et de rechargement. Où, au début de la phase de déchargement

$$\sigma = \left( \frac{k_c}{B} + k_\phi \right) z_u^n - k_u(z_u - z) = \sigma_u - k_u(z_u - z) \quad \text{Équation 7}$$

$\sigma_u$                     *pression interstitielle,*  
 $z_u$                       *enfoncement, et*  
 $k_u$                       *pente de la courbe pression-enfoncement,*

La grande majorité des modèles sont basés sur les formulations proposées par Bekker et Wong. Quelques modèles plus importants ont contribué à résoudre le problème du comportement entre le pneu et le sol. Le modèle développé par *the Vehicle Systems Development Corporation* appelé *Nepan Wheeled vehicle performance model* (NWVPM) examine l'interaction pneu-sol, en déterminant la déviation des pneus par rapport à

l'enfoncement du sol. De même, l'analyse des pneus est basée sur la modélisation de pneus rigides et élastiques (Taheri et al., 2015). D'autres auteurs ont permis le développement d'un modèle de pneus pour sols mous, c'est le cas du modèle (AS2TM) qui suppose l'interaction du pneu comme un problème bidimensionnel. La *Figure 1.6* illustre la représentation d'un pneu élastique (cercle en pointillés) décrivant la zone de contact déformée entre le pneu et le sol. Cette méthode permet de prédire la relation entre la pression des pneus et l'enfoncement du sol en considérant la friction adhésive et la friction interne du sol, ce qui permet de calculer la résistance maximale au cisaillement (Harnisch, Lach, Jakobs, Troulis, & Nehls, 2005).



**Figure 1.6: Le principe du modèle analytique AS2TM pour décrire l'interaction pneu-sol (Harnisch, Lach, Jakobs, Troulis, & Nehls, 2005)**

Pour analyser la déformation plastique du sol, le AS2TM prend en compte le passage d'une charge répétitive en enregistrant la déformation verticale du sol et le compactage après chaque chargement. La méthode considère l'effet de la résistance au roulement des pneus due à l'enfoncement par glissement, la déformation plastique du sol et la déformation de la structure du pneu (Harnisch et al., 2005).

#### 1.2.3.4. Résumé

Les méthodologies existantes pour la simulation de la Terramécanique ont été introduites et expliquées. Ces méthodologies sont définies en trois groupes principaux : les modèles empiriques, les modèles basés sur la physique et les modèles semi-empiriques. Par la suite, certaines des approches les plus pertinentes pour chacune de ces méthodes ont été citées. Selon Taheri et al., (2015), les modèles empiriques sont bons pour les évaluations simples de la mobilité.

Contrairement au modèle empirique, les modèles basés sur la physique s'appuient sur la physique informatique et l'analyse numérique pour la construction de modèles entre l'interaction sol-pneumatique. Le couplage entre les relations empiriques et les approches analytiques fait de la méthodologie semi-empirique la plus adaptée à la simulation entre le pneu et le sol.

Le *Tableau 1.3* présente un résumé des modèles existants.

**Tableau 1.3 Résumé des caractéristiques des modèles (Pris, traduit et modifié à partir de l'article par (Taheri et al., 2015))**

Modèles d'interaction sol-pneumatique	Premier auteur (ou nom du modèle)	Année	Application	
			Pneu	Sol
Empirical models	WES VCI Model	1971	Pneus de camions	Sols inorganiques à grains fins et grossiers
	WES Mobility Numeric Model	1971	Pneus de camions	Argile remaniée et sable sec
	Wismer	1973	Pneus agricoles	Combinaisons sol-pneu différentes
	Turnage	1984	Pneus de camions	Sable et argile
	STIREMOD	1997	Pneus de camions	Terrain cultivé, gravier, chaussée, champ de maïs et prairie
	Hegazy and Sandu	2013	Pneus de camions	Sable lâche
Physics-based models	VTIM	2012	Pneus de camions	Sol semi-défini et non-homogène
	Nakashima	2004	Pneu élastique	Sol granulaire
	Wakui	2010	Bande de roulement et Pneus lisses	Sable granulaire de forme irrégulière
	Smith	2013	Petite roue de petit véhicule sans conducteur	Simulateur de régolithe sec et lunaire
	Yong	1978	Two buffed tires and one treaded tire	Mélange de sable et d'argile, et argile kaolinitique
	CRREL	2001	Camion léger	Neige, sol
	Fervers	2004	14.00 R 20MIL	Loam humide et sable sec
	Grujicic	2009	Pneu radial moderne	Sable saturé et sable sec
	Xia	2010	Arbitraire	Arbitraire
	Li	2013	Pneu radial à ceinture d'acier pour camion	Sol
Semi-empirical models	NWVPM	1980	Pneus de camions	Sable, argile, loam, neige
	STINA	1996	Roue rigide	Sable, argile, loam
	VDANL	2004	Roue rigide	Sable sec, loam sableux
	Chan and Sandu	2010	Roue rigide	Sable sec, loam de Yolo humide
	AS2TM	2005	Défini par l'utilisateur	Défini par l'utilisateur
	SCM	2008	Roues rigides pour les rovers planétaires	Simulateur de sol DLR-A et DLR-D
	FTire	2008	Défini par l'utilisateur	Défini par l'utilisateur
	HSSTM	2012	Défini par l'utilisateur	Défini par l'utilisateur

### 1.3. Comportement mécanique du sol sous la charge des véhicules

L'interaction entre le sol et les charges des véhicules hors-route est un sujet complexe et peu étudié dans le cadre des fondements de la mécanique des sols. Cependant, pour clarifier ce comportement, Roscoe et al., (1958), Schofield et Wroth (1968) et Kurtay et Reece (1970) ont développé un modèle où le comportement du sol est analysé sous les bases de la mécanique des sols à l'état critique. Grâce au volume spécifique ( $V$ ), la contrainte moyenne ( $p$ ) et la contrainte déviatorique ( $q$ ), le comportement du sol à l'état élastique, plastique et à la rupture peut être représenté (Wong, 2010). Ces paramètres sont représentés de la manière suivante :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}}$$

Équation 8

Et

$$q = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Équation 9

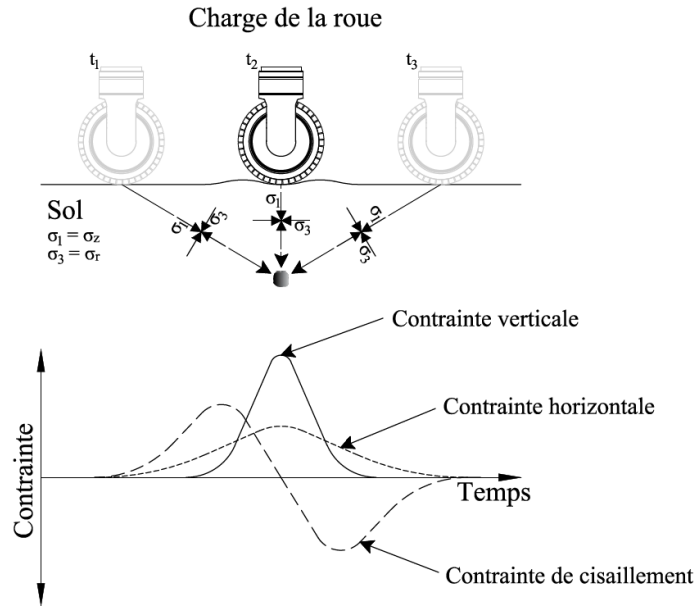
Où  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principales qui agissent sur un élément du sol (Voir Figure 1.7). L'état limite ou l'état critique d'un sol peut être représenté dans un espace  $p$ - $q$ , un espace dans lequel il est possible de connaître la trajectoire de la contrainte du sol sous l'effet d'une charge donnée. Il est également possible d'analyser la déformation du sol qui en résulte lorsqu'il est soumis à une contrainte déviatorique ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ). De même, c'est dans cet espace qu'il est possible de déterminer si le sol présente un comportement dense ou lâche.

Dans des conditions critiques du sol, il est supposé que le sol est homogène et isotrope, mais en pratique, un véhicule hors-route peut rencontrer une variété de terrains naturels. Il s'agit

entre autres de la neige ou des sols organiques qui, dans la plupart des cas, ne peuvent être idéalisés comme homogènes ni isotropes. Malgré les grands progrès réalisés dans le cadre de Terramécanique, et étant donné que les applications pratiques entre l'interaction véhicule-sol sont limitées, la prédiction des performances et de l'orniérage des sols reste un sujet de recherche. (Wong, 2010). Par conséquent, la théorie existante dans les chaussées qui permet le calcul de la réponse mécanique d'un matériau sous une charge cyclique est prise en compte dans le cadre de cette étude. Cette théorie reconnaît le sol comme une partie fondamentale de la structure de la chaussée.

### *1.3.1. Contraintes au passage d'une roue*

Un élément de sol soumis à une charge transitoire à la surface subit des impulsions de contrainte telles que représentées dans le *Figure 1.7*. Le comportement de ces sollicitations est fonction de la position de la charge par rapport à l'élément de sol. De cette façon, les forces verticales  $\sigma_1$  (contrainte principale majeure) et les forces horizontales  $\sigma_3$  (contrainte principale mineure) dans les couches non liées et les sols maintiennent un comportement positif pendant toute la durée du trajet de charge ( $t_1$  à  $t_3$ ). Au contraire, pour un élément dans le système, le mouvement de charge engendre une transition des forces de cisaillement provoquant le phénomène de la rotation des contraintes en comprimant le sol à  $t_1$  et en générant une tension à  $t_3$  (Lekarp, Isacsson, & Dawson, 2000a).



**Figure 1.7: Contraintes au passage d'une roue (Adaptée de Doré et Zubeck (2009))**

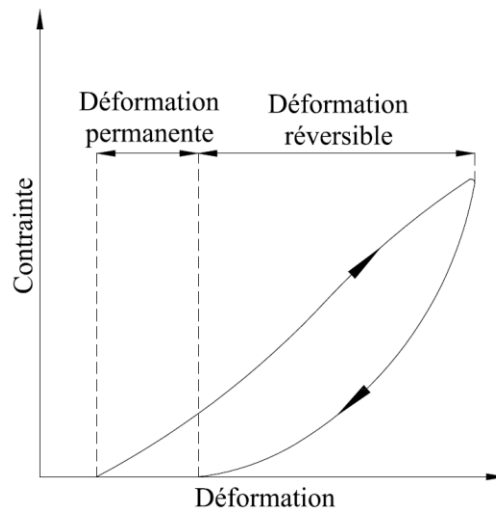
### 1.3.2. Mécanismes de déformation

D'après Lekarp et al., (2000a), Luong (1982) a catalogué la déformation produite par une charge sous trois mécanismes. Le premier est lié à la densification et à la dilatation des sols. Le changement de forme et de compressibilité de l'assemblage de particules est ce que nous appelons aujourd'hui le « mécanisme de consolidation ». D'autre part, les facteurs d'influence dans le mécanisme de distorsion sont associés à la géométrie des particules. Les particules plates seront exposées à la flexion tandis que les particules rondes seront associées à des phénomènes de glissement et de roulement. En dernier lieu, la magnitude des contraintes progressives, la minéralogie, la taille et la forme des grains influencent le mécanisme d'attrition lequel est le résultat du concassage et de la rupture des particules. Par conséquent, la déformation produite par l'un des mécanismes mentionnés ou une combinaison de ceux-ci peut être volumétrique, de cisaillement ou une combinaison des deux. (Lekarp et al., 2000a)



### 1.3.3. Relation contrainte/déformation

La relation entre la déformation et la contrainte pendant un cycle de charge est présentée à la *Figure 1.8*. Elle est typiquement identifiée comme élastoplastique non linéaire. La déformation produite par une contrainte déviatorique cyclique présente deux phases. Lors du chargement, la contrainte augmente de façon non linéaire avec la déformation. Lors du déchargement, le sol a tendance à récupérer son état initial. La déformation totale comprend une composante élastique (déformation réversible,  $\epsilon_R$ ), associée à la réponse élastique, et une composante plastique (déformation permanente,  $\epsilon_P$ ), associée à l'endommagement.



**Figure 1.8: Relation déformation/contrainte durant un seul cycle de chargement (Adaptée de (Lekarp et al., 2000a))**

Les sols, bien qu'ils ne soient pas définis comme des matériaux granulaires, présentent des comportements similaires et la relation déformation-contrainte en fait partie. De telle sorte que tout sol soumis à des chargements cycliques doit obtenir un comportement similaire à celui présenté dans le graphique précédent. Le chapitre suivant explique à la fois le concept de module réversible qui est la relation entre la contrainte et la déformation ainsi que les principaux facteurs d'influence.

#### 1.4. Concept du module réversible $M_R$

Le module réversible ( $M_R$ , exprimé en MPa) d'un matériau peut être calculé à partir de la *Figure 1.8*. Il suffit de mettre en relation la contrainte déviatorique ( $\sigma_d$ , exprimée en MPa) avec la déformation réversible du matériau ( $\varepsilon_R$ , exprimée en mm/mm).

$$M_R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_R} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad \text{Équation 10}$$

La réponse globale d'un système peut être déterminée grâce au module Réversible puisqu'il s'agit d'un paramètre définissant le comportement élastique sous une charge cyclique; cette réponse est non linéaire. Étant donné que le type de sol est un facteur qui influence le comportement de la structure de chaussée, l'AASHTO propose d'utiliser le  $M_R$  pour caractériser les matériaux de la structure de la chaussée. Cela corrobore le fait que les sols sont une partie fondamentale de la structure de la chaussée, puisque sa performance finale dépendra essentiellement du sol de l'infrastructure. De sorte que la connaissance de la mécanique des sols est essentielle dans le domaine des infrastructures routières. Le  $M_R$  peut être déterminé directement en laboratoire ou indirectement à l'aide de corrélations avec des outils ou essais simplifiés. Les tests en laboratoire permettent de faire un calcul rétrospectif à partir des tests de déflexion sur le terrain. Reconnaisant l'importance des essais in situ, le déflectomètre à masse tombante (FWD) est intéressant pour l'ingénierie routière car il permet de mesurer en quelques minutes la déflexion laquelle peut être utilisée pour l'estimation ou le rétrocalcul du module réversible. Dans ce contexte, l'AASHTO recommande de réaliser des essais de FWD sur le terrain car, étant un essai non destructif, il simule des chargements dynamiques similaires à celles produites par le trafic (K. P. George & Uddin, 2000). D'après le *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG)* (2002), la capacité portante et le module réversible présentés dans le *Tableau 1.4* peuvent être calculés à partir des propriétés de résistance des matériaux.

**Tableau 1.4 Modèles reliant les indices et les propriétés de résistance au module réversible (MEPDG, 2002)**

Strength/Index Property	Model	Comments	Test Standard
CBR	$M_R = 2555(CBR)^{0.64}$	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 <sub>i</sub> = AASHTO layer coefficient wPI=p200*PI P200= percent passing No.	AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures (1993)
PI and gradation*	$CBR = \frac{75}{1+0.728(wPI)}$	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*	$CBR = \frac{292}{DCP^{1.12}}$	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<sub>R</sub>

Les valeurs typiques du module réversible proposé par le MEPDG (2002) sont présentées dans le *Tableau 1.5*. Ces résultats montrent que la valeur M<sub>R</sub> est fortement influencée par les propriétés granulométriques et le type de sol.

**Tableau 1.5 Modules réversibles typiques (Adaptée de MEPDG (2002) )**

Material Classification	M <sub>R</sub> Range (psi)	Typical M <sub>R</sub> (psi)	Typical M <sub>R</sub> (MPa)	Material Classification	M <sub>R</sub> Range (psi)	Typical M <sub>R</sub> (psi)	Typical M <sub>R</sub> (MPa)
<b>A-1-a</b>	38500 - 42000	40000	276	<b>SW</b>	28000 - 37500	32000	221
<b>A-1-b</b>	35500 - 40000	38000	263	<b>SP</b>	24000 - 33000	28000	194
<b>A-2-4</b>	28000 - 37500	32000	221	<b>SW-SC</b>	21500 - 31000	25500	176
<b>A-2-5</b>	24000 - 33000	28000	194	<b>SW-SM</b>	24000 - 33000	28000	194
<b>A-2-6</b>	21500 - 31000	26000	180	<b>SP-SC</b>	21500 - 31000	25500	176
<b>A-2-7</b>	21500 - 28000	24000	166	<b>SP-SM</b>	24000 - 33000	28000	194
<b>A-3</b>	24500 - 35500	29000	200	<b>SC</b>	21500 - 28000	24000	166
<b>A-4</b>	21500 - 29000	24000	166	<b>SM</b>	28000 - 37500	32000	221
<b>A-5</b>	17000 - 25500	20000	138	<b>GW</b>	39500 - 42000	41000	283
<b>A-6</b>	13500 - 24000	17000	118	<b>GP</b>	35500 - 40000	38000	263
<b>A-7-5</b>	8000 - 17500	12000	83	<b>GW-GC</b>	28000 - 40000	34500	238
<b>A-7-6</b>	5000 - 13500	8000	56	<b>GW-GM</b>	35500 - 40500	38500	266
<b>CH</b>	5000 - 13500	8000	56	<b>GP-GM</b>	28000 - 39000	34000	235
<b>MH</b>	8000 - 17500	11500	80	<b>GP-GM</b>	31000 - 40000	36000	249
<b>CL</b>	13500 - 24000	17000	118	<b>GC</b>	24000 - 37500	31000	214

Material Classification	M <sub>R</sub> Range (psi)	Typical M <sub>R</sub> (psi)	Typical M <sub>R</sub> (MPa)	Material Classification	M <sub>R</sub> Range (psi)	Typical M <sub>R</sub> (psi)	Typical M <sub>R</sub> (MPa)
ML	17000 - 25500	20000	138	GM	33000 - 42000	38500	266

#### 1.4.1. Comportement des sols pulvérulents

Un sol granulaire présente un comportement élastoplastique lorsqu'il a la capacité de se déformer et de reprendre la forme sous des contraintes au-delà de son état élastique. Les matériaux granulaires qui sont soumis à une contrainte cyclique due à la charge du trafic présentent une réponse élastoplastique non linéaire. Comme le montre la *Figure 1.8*, les matériaux granulaires manifestent, après un cycle de charge, une déformation permanente ( $\epsilon_p$ ) et une déformation réversible ( $\epsilon_R$ ), dont la proportion dépend respectivement de la différence entre la contrainte appliquée et la contrainte de rupture et de la rigidité élastique.

Le modèle  $K$ - $\theta$  habituellement utilisé pour décrire le  $M_R$  et son évolution avec les conditions de contraintes, analyse le module élastique non linéaire des matériaux granulaires décrit par l'équation (Lekarp et al., 2000a).

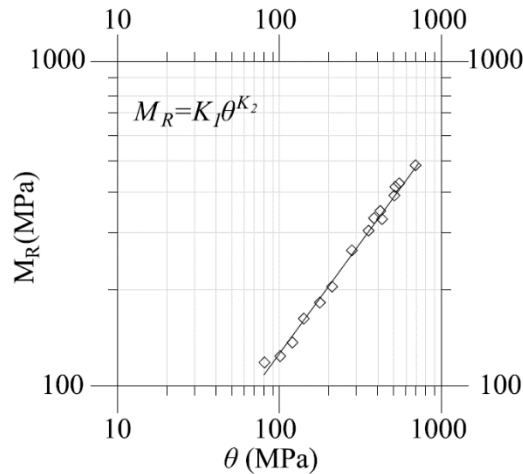
$$M_R = K_1 \theta^{K_2} \quad \text{Équation 11}$$

Où,

$$\begin{aligned} \theta & \text{ Contrainte total } (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_d + 3 \sigma_3), \\ K_1, K_2 & \text{ Constantes propres du matériau} \end{aligned}$$

Ce modèle, selon Bilodeau (2009), est basé sur l'application de différentes pressions de déviatorique pour différentes pressions de confinement. De cette façon, il est possible de

relier la valeur du module réversible du matériau à l'état de contrainte totale, comme le montre la *Figure 1.9*.



**Figure 1.9: Comportement typique du model  $K$ -  $\theta$  (Adaptée de (Guy Doré, 2019))**

Par ailleurs, tel que le montre Rahim et George (2005) dans leur recherche “Models to estimate subgrade resilient modulus for pavement design”, la prédiction du module réversible des sols à grains fins et grossiers peut être effectuée avec les paramètres de caractérisation des sols. Le modèle proposé prend en compte la pression atmosphérique ( $P_a$ , exprimée en kPa), la contrainte déviatorique ( $\sigma_d$ , exprimée en kPa), la contrainte de confinement ( $\sigma_c$ , exprimée en kPa) mais aussi la contrainte totale ( $\theta$ , exprimée en kPa) par les équations

$$M_R = K_1 P_a \left( 1 + \frac{\sigma_d}{1 + \sigma_c} \right)^{K_2} \quad \text{Équation 12}$$

$$M_R = K_1 P_a \left( 1 + \frac{\theta}{1 + \sigma_d} \right)^{K_2} \quad \text{Équation 13}$$

Les équations 14 et 15 permettent de déterminer la valeur du module réversible pour les sols fins et les sols grossiers respectivement, où  $K_1$  et  $K_2$  sont les coefficients de régression du

modèle. Ces coefficients, tels que mentionnés précédemment, peuvent être liés aux caractéristiques propres des matériaux en prenant la forme de

**Sols fins :**

$$K_1 = 1.12(\rho_{dr})^{1.996} \left( \frac{LL}{w_c} \right)^{0.639}$$

$$K_2 = -0.27(w_{cr})^{1.46} \left( \frac{LL}{\#200} \right)^{0.47}$$

**Équation 14**

**Sols grossiers:**

$$K_1 = 0.12 + 0.90\rho_{dr} - 0.53(w_{cr}) - 0.017(\#200) + 0.314(\log C_u)$$

$$K_2 = 0.226 + (\rho_{dr}w_{cr})^{1.2385} \left( \frac{\#200}{\text{Log } C_u} \right)^{0.124}$$

**Équation 15**

Où LL est la limite liquide (exprimée en %),  $w_{cr}$  est le rapport de la teneur en eau sur la teneur en eau optimale, #200 est le pourcentage passant au tamis No 200 ou 75µm,  $\rho_{dr}$  est le rapport de la masse volumétrique sèche sur la masse volumétrique maximale et  $C_u$  est le coefficient d'uniformité. La valeur du module réversible calculée à partir des équations précédentes peut être comparée avec les valeurs types proposées par L'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2002) dans le *Tableau 1.5*.

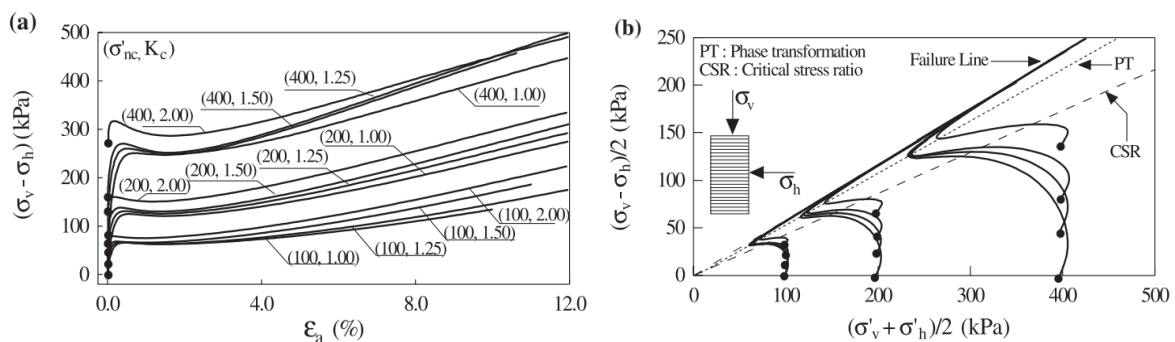
Dans le cadre de la conception, il est important de connaître les facteurs à prendre en compte qui influencent le comportement du module réversible. À partir des études trouvées dans la littérature, les effets qui représentent des changements dans la détermination du module réversible sont présentés ci-dessous.

### 1.4.2. Facteurs influençant le module réversible $M_R$

Il y a plusieurs facteurs que peuvent influencer le comportement mécanique d'un sol. Les principaux facteurs sont: 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 sont principalement responsables de la réponse réversible des sols.

#### Effet de la contrainte

Des auteurs tels que Mitry (1964), Monismith et al., (1967), Hicks (1970), Smith et Nair (1973), Uzan (1985) et Sweere (1990) affirment que la pression de confinement et la somme des contraintes principales influencent le  $M_R$  des matériaux granulaires non traités puisque plus la pression de confinement et les contraintes principales sont élevées, plus le module réversible est fort. Pour expliquer ceci, une variation de 180 kPa de la pression de confinement et de 70 kPa de la contrainte principale peut affecter jusqu'à 500 % la valeur du  $M_R$ . Selon Vaid et al., (2000,2001), l'état de contrainte peut être analysé à partir de la relation de consolidation anisotrope. La *Figure 1.10* montre l'effet de la consolidation anisotrope sur le comportement du sol.



**Figure 1.10: Influence de la consolidation anisotrope : a) contrainte-déformation, b) cheminement de contraintes (tirée de Vaid et al., (2001))**

La *Figure 1.10a* montre qu'une augmentation de la consolidation  $K_c$  entraîne une augmentation de la résistance du sol. La *Figure 1.10b* montre le comportement de trois niveaux de contrainte effectif  $\sigma'_{nc}$  (100 200 y 400 kPa) à quatre différents niveaux de consolidation  $K_c$  (1, 1.25, 1.5 et 2) (Romero, 2013). En conséquence, il est possible de conclure que l'incrément de la pression de confinement à  $K_c$  constant ou un incrément de  $K_c$  à pression de confinement constante favorise le raffermisssement de l'échantillon, lorsque la densité de ceci augmente.

### **Effet de la densité**

En ce qui concerne les matériaux granulaires, la densité est la masse par unité de volume occupée par la phase solide; elle est généralement exprimée en  $g/cm^3$ ,  $kg/cm^3$  ou  $Mg/m^3$ . En général, les assemblages de particules laissent des espaces intergranulaires appelés pores qui sont remplis d'air ou de liquide. Sachant cela, l'augmentation de la densité d'un sol ou d'un matériau granulaire implique une diminution des vides et une augmentation des contacts entre les grains, rendant le système plus rigide. Selon Trollope et al., (1962), Hicks (1970), Robinson (1974), Rada et Witczak (1981), et Kolisoja (1997), le module réversible augmente lorsque les contacts entre les particules sont plus nombreux. Cette variation du  $M_R$  est due à l'augmentation de la densité résultant d'un compactage supplémentaire du système. En conséquence, la déformation diminue et le module réversible augmente (Lekarp et al., 2000a).

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

La distribution granulométrique dans le sol est très importante, car plus la courbe granulométrique est bien étalée, plus la résistance du sol sera grande, ce qui génère des structures plus stables lorsqu'elles sont soumises à une contrainte (Romero, 2013). D'après

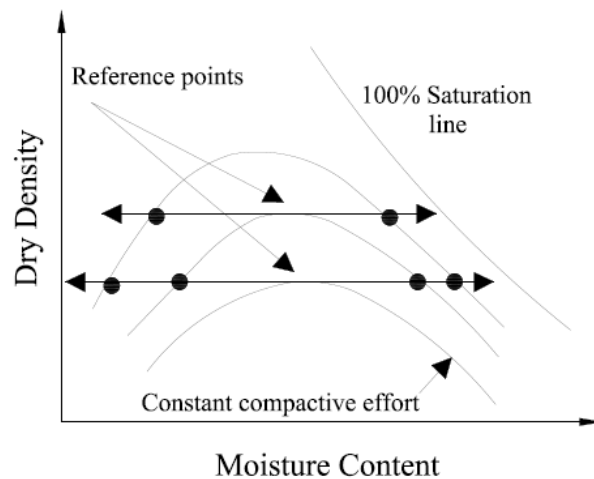


Vaid et al., (1985), les sables bien calibrés ont une meilleure résistance que ceux qui ne le sont pas lorsque les densités sont relativement faibles. Mais lorsque les densités augmentent, il se produit l'effet contraire. Par ailleurs, la forme des particules dans les sols apporte différents comportements. Ainsi, pour contraintes de confinement inférieures à 200 kPa, la résistance augmente davantage lorsque le sol présente des particules angulaires que des particules arrondies. Cependant, lorsque les contraintes de confinement sont de l'ordre de 800 kPa, la résistance du sol tend à être la même pour les particules angulaires et arrondies. Cette affirmation est toutefois subordonnée à la densité relative du sol. Par exemple, « à des pressions de confinement élevées et à des densités relatives élevées, les sols ayant des particules angulaires sont beaucoup moins résistants que ceux avec des particules arrondies ».(Vaid et al., 1985)

Des auteurs tels que Thom et Brown (1987) et Kamal et al., (1993) affirment que le  $M_R$  diminue avec l'augmentation des fines. D'autre part, Hicks et Monismith en 1971 ont observé que l'augmentation de la teneur en fines dans les agrégats partiellement concassés entraîne une diminution du  $M_R$ . Cependant, lorsque les agrégats étaient totalement concassés, le  $M_R$  réversible était plus élevé. Conformément aux explications de Hicks (1970), une variation de 2 à 10 % de la teneur en fines exerce une influence négative sur le  $M_R$  d'un matériau. Cette affirmation est validée et quantifiée par Barksdale et Itani (1989) dans laquelle ils ont constaté que lors de l'augmentation du contenu des fines de 0 à 10%, le  $M_R$  était fortement affecté, le diminuant à 60% de sa valeur maximale (Lekarp et al., 2000a). D'autre part, des études ont confirmé que le  $M_R$  augmente lorsque la taille maximale des particules augmente (Gray (1962), Thom (1988) et Kolisoja (1997), tirée de Lekarp et al., (2000a)). En fait, ceci est dû à la déformation totale du matériau granulaire, puisque la charge est transmise par les particules plus grossières de telle sorte que la diminution du nombre de contacts entre les particules du matériau granulaire génère moins de déformation et donc une augmentation de la rigidité. Néanmoins, cette incidence est généralement considérée comme négligeable.

## Effet de la teneur en eau

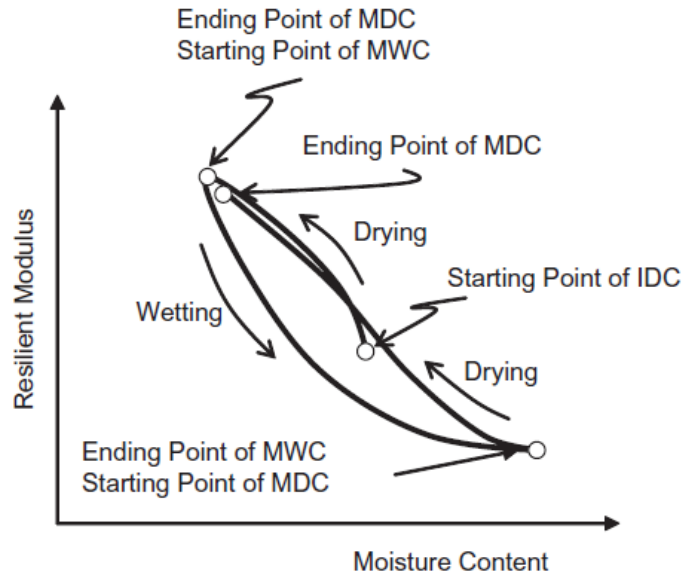
Dans les sols, le degré de compactage est fortement influencé par la teneur en eau. Cela est dû au comportement du sol dans différents états de saturation. La *Figure 1.11* présente la relation entre la teneur en eau et l'énergie de compactage utilisée pour préparer l'échantillon. Ainsi, le point maximum de chaque courbe représente la teneur optimale en eau ( $w_{opt}$ ) qui sera toujours liée à une densité sèche maximale ( $\rho_{dmax}$ ). À partir de ce point de référence ( $w_{opt}, \rho_{dmax}$ ), il est possible d'établir un côté sec lorsque  $w < w_{opt}$  et un côté humide lorsque  $w > w_{opt}$ . Ainsi, une variation de la densité sèche sera fonction de la saturation du sol. Par exemple, du côté sec, une augmentation de la teneur en eau aura une influence positive sur la densité sèche alors que la même variation du côté humide aura l'effet inverse (Li & Selig, 1994).



**Figure 1.11:**  $\rho_d$  en fonction de  $w$  et l'énergie de compactage (Tirée de Li et Selig., (1994))

Ce même comportement peut être observé dans la *Figure 1.12*, laquelle montre le comportement typique du module réversible lorsque la teneur en eau est variée. Il est possible de constater qu'un échantillon qui a été préparé dans les conditions optimales ( $w_{opt}, \rho_{dmax}$ ) et qui est situé au point de départ de IDC (*Initial drying curve*), subira une augmentation du module réversible lorsque la teneur en eau diminue. De même, à partir du point MDC (*Main*

*drying curve*)=MWC (*Main wetting curve*), plus la teneur en eau est élevée, plus le module réversible d'un sol est faible (Khoury & Khoury, 2009).

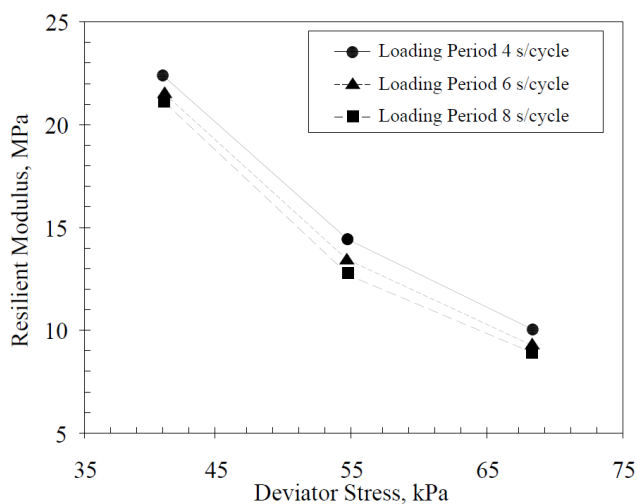


**Figure 1.12: Comportement hystérique typique du module réversible (Tirée Khoury et Khoury (2009))**

Autrement dit par Lekarp et al., (2000a), la réponse réversible d'un matériau sec ou partiellement saturé est pratiquement similaire, mais au fur et à mesure que la teneur en eau augmente jusqu'au point de saturation du matériau, le comportement réversible est notablement affecté. Pour cette raison, des chercheurs comme Haynes et Yoder (1963), Hicks et Monismith (1971), Barksdale et Itani (1989), Dawson et al., (1996), Heydinger et al., (1996) ont déterminé que pour des degrés de saturation élevés, le matériau granulaire présente de faibles modules réversibles et réaffirment que le comportement réversible des matériaux granulaires dépend du degré de saturation.

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

Lorsque la capacité de drainage est insuffisante dans les sols, l'application d'une charge génère une augmentation de la pression interstitielle. Selon Holz et Kovacs (1981), c'est l'eau dans les interstices qui subit en premier la contrainte produit par une charge. D'autre part, la pression interstitielle augmente lorsque le sol est soumis à plusieurs cycles de charge. Ce qui signifie que la pression résiduelle des pores se dissipera en fonction du temps. La *Figure 1.13* montre le  $M_R$  non drainé en fonction des périodes d'application des charges pour un échantillon d'argile saturée de faible plasticité (CL). Il est possible de constater que, quelle que soit la période de chargement, l'augmentation de la contrainte déviatorique entraîne une diminution du module de réversible.



**Figure 1.13:  $M_R$  en fonction des périodes d'application des charges (Tirée de Butalia et al., (2003))**

Selon Dehlen (1969), les particules soumises à l'application répétée de contraintes subissent une densification et un réarrangement progressifs, ce qui explique que l'historique des contraintes influence le comportement réversible d'un matériau (Lekarp et al., 2000a). Cependant, des chercheurs tels que Brown et Hyde (1975) et Mayhew (1983), tirée de Lekarp et al., (2000a), ont conclu que cette influence sur les matériaux granulaires est minime, tant

que les contraintes sont suffisamment faibles pour éviter la déformation substantielle du matériau. En ce qui concerne l'influence du nombre de cycles de charge, Moore et al., (1970) ont étudié la réponse élastique des matériaux granulaires sous une charge cyclique. Ils ont conclu que plus le nombre de répétitions de chargement est élevé, plus le module réversible est élevé. 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**

Le type de granulats et la forme des particules influencent la résilience des matériaux. Des études affirment que le module réversible du gravier présente de meilleures propriétés que la pierre calcaire concassée (Heydinger et al., (1996) tirée de Lekarp et al., (2000a)). D'autre part, et comme l'expriment Hicks (1970), Hicks et Monismith (1971), Allen (1973), Allen y Thompson (1974), Thom (1988), Barksdale et Itani (1989) et Thom et Brown (1989), le comportement réversible des graviers non concassés à particules arrondies est inférieur à celui des agrégats concassés anguleux (Lekarp et al., 2000a). Il est par conséquent cohérent de dire qu'une surface rugueuse représente une augmentation de  $M_R$ . Ces comportements ont été quantifiés par Barksdale et Itani (1989) dans lesquels la  $M_R$  était 50% plus grande dans les matériaux anguleux et rugueux que dans les graviers arrondis.

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

Il est connu de différents auteurs que la durée et la fréquence de chargement ne représentent pas un facteur d'influence majeur sur le comportement réversible des matériaux granulaires (Seed et al., (1965), Morgan (1966), Hicks (1970), Boyce et al., (1976), et Thom and Brown (1987), tirée de (Lekarp et al., 2000a)). Par exemple, le comportement réversible dans les sables a eu une légère variation de 30MPa en diminuant la durée de chargement de 20 minutes

à 0,3 secondes. Si la fréquence de chargement augmente, le module réversible peut être réduit lorsque la teneur en eau s'approche de la saturation. De sorte que le matériau devient moins élastique en raison du développement de pressions interstitielles, ce qui entraîne une réduction de la contrainte effective (tirée de Lekarp et al., (2000a)).

#### *1.4.3. Comportement des sols cohérents*

Selon Li et Selig (1994), le comportement réversible irrégulier des sols fins est soumis à différents facteurs. C'est le cas d'un sol d'infrastructure, qui passe d'un module réversible de 14.000kPa à 140.000 kPa en raison d'une réponse du sol par l'effet des charges de trafic, de l'état de contrainte ou du degré de saturation. De plus Tanimoto et Nishi (1970), Barksdale (1975), Fredlund et al., (1975), Townsend et Chisolm, (1976), tirée de Li et Selig (1994) , affirment que la contrainte déviatorique est plus influente sur les sols argileux et en général sur les sols fins que la pression de confinement.

Le modèle de puissance proposé par Li et Selig (1994) , est un modèle approprié pour le calcul des propriétés mécaniques réversibles d'un matériau fin. Le module réversible (MR) est calculé à partir de l'équation suivante.

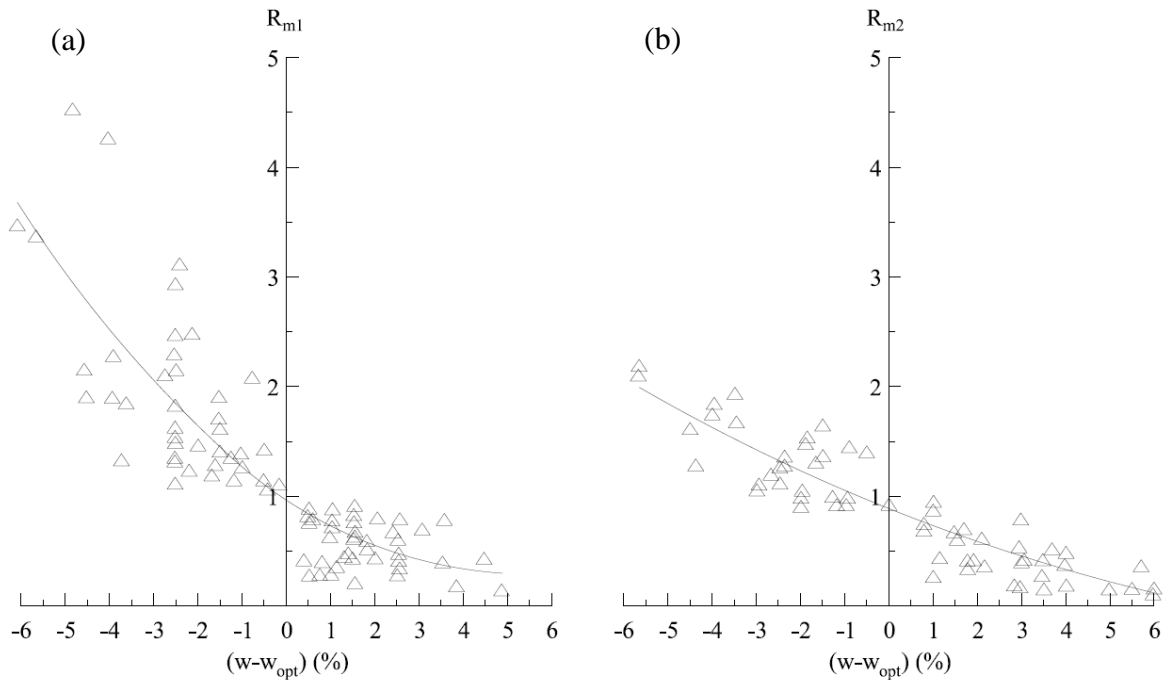
$$M_R = K \sigma_d^n \quad \text{Équation 16}$$

Où,  $K$  et  $n$  Paramètres qui dépendent du type de sol et de son état physique ( $n$  est habituellement négatif)

À partir des études trouvées dans la littérature, les effets qui représentent des changements dans la détermination du module réversible sont présentés ci-dessous.

### 1.4.3.1. Facteurs influençant le module réversible $M_r$

La teneur en eau et la densité sèche sont fondamentales dans le comportement mécanique d'un sol. La *Figure 1.14*, montre que plus la teneur en eau est élevée, plus la rigidité diminue. Le scénario (a) par rapport au scénario (b) présenté dans la *Figure 1.14* montre que la variation du module réversible est fonction de la teneur en eau optimale. Ainsi, la variation du module réversible est plus significative lorsqu'il est évalué par rapport à la densité sèche et lorsque la teneur en eau est inférieure à l'optimum. Mais lorsque la teneur en eau est supérieure à la teneur en eau optimal, cette variation est réduite.



**Figure 1.14: a) Relation entre  $R_{m1}$  ( $M_R/M_{Ropt}$ ) et  $w-w_{opt}$  avec la densité sèche constante. b) Relation entre  $R_{m2}$  ( $M_R/M_{Ropt}$ ) et  $w-w_{opt}$  avec un effort constant de compacité (tirée de Li et Selig (1994) )**

Selon Seed et al., (1962), « le fait que le module réversible augmente, diminue ou une combinaison des deux avec une densité sèche croissante dépend de la teneur en eau » (Li & Selig, 1994). Ceci s'explique d'une autre manière dans la *Figure 1.15* dans laquelle une

diminution de la densité sèche, pour une teneur en eau plus faible, entraîne généralement une diminution du module réversible.

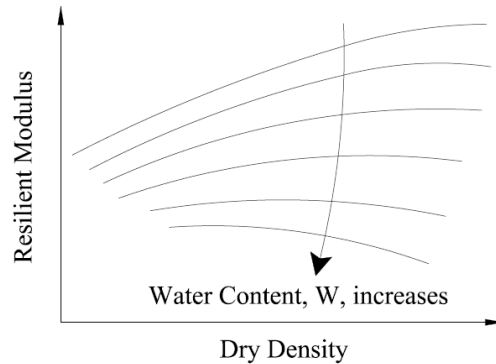


Figure 1.15: Influence de la densité sèche sur le module réversible (tirée de Li et Selig (1994) )

### Effet de la contrainte

La magnitude des contraintes (contrainte déviatorique ( $\sigma_d$ ) et Contrainte mineure de confinement ( $\sigma_3$ )) et l'application répétitive des charges de trafic sont des facteurs significatifs qui affectent les  $M_R$ . Dans les sols cohésifs non saturés, le  $M_R$  se comporte négativement lorsque la contrainte de déviation augmente tant que le  $\sigma_3$  augmente (Butalia et al., 2003).

#### *1.5. Résistance à la Déformation Permanente*

La croissance de l'automobile a entraîné une détérioration des réseaux routiers et, en même temps, ont généré des dépenses considérables pour leur entretien. De ce fait, l'adaptation de nouvelles conditions qui permettent de connaître le comportement élastoplastique des matériaux granulaires est devenue de plus en plus importante. L'étude de la déformation

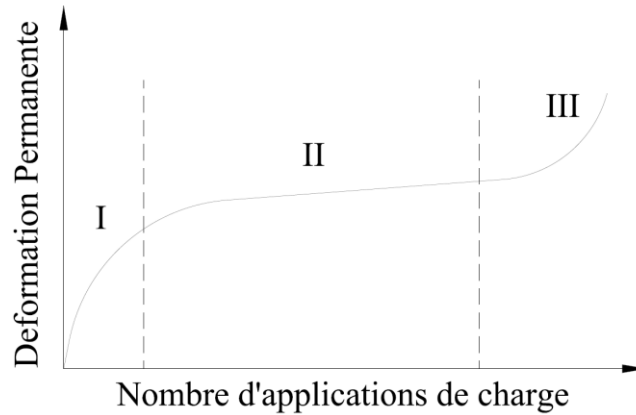


permanente des matériaux granulaires a principalement été empirique au cours des années. Cette méthode est basée sur le comportement des matériaux sous des charges cycliques.

#### *1.5.1. Comportement des sols*

Tel qu'expliqué auparavant, les matériaux granulaires ont un comportement élasto-plastique, mais pour comprendre ces matériaux, il est important de comprendre la nature de la déformation permanente qu'ils subissent. La déformation permanente contrairement à la déformation réversible a été moins étudiée car il s'agit d'un processus destructeur qui prend beaucoup de temps. La *Figure 1.8* présentée dans la section 1.3.3 illustre les déformations permanentes et réversibles des matériaux granulaires au cours d'un cycle de chargement. Selon Bilodeau (2009), même si le module réversible d'un matériau est élevé, il ne garantit pas le bon comportement du matériau granulaire à la déformation permanente.

La *Figure 1.16* fait le lien entre la déformation permanente et le nombre d'applications de charge. Elle montre le comportement typique des matériaux granulaires sous une charge qui se répète dans le temps. Il a été mis en évidence que lors de charges répétées, la déformation présente trois comportements. La phase de post-compaction (I), la phase d'accommodation plastique (II) et la phase de rupture (III).

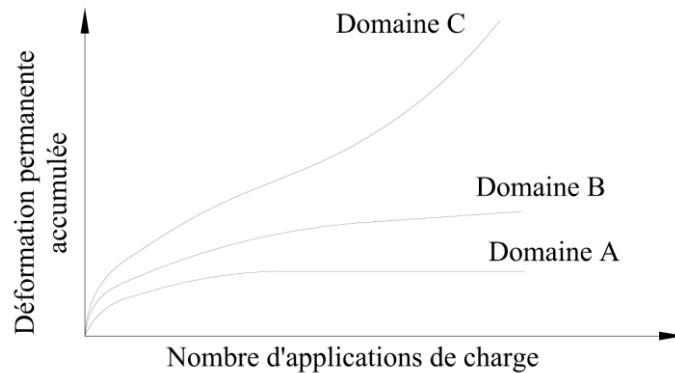


**Figure 1.16: Phases de la déformation permanente. I :Post-Compaction, II: Taux de  $\epsilon_p$  à long terme et III : Rupture (tirée de Poupart (2013))**

La phase I intervient lors des premiers cycles de chargement, au cours desquels le matériau subit un compactage additionnel, un réarrangement et une restructuration des particules granulaires (Englund, 2011). Compte tenu des considérations mentionnées, il est pertinent de négliger les 100 premiers cycles qui peuvent être associés à des imperfections lors de la préparation de l'échantillon (Paulte J, Hornich P, & Benaben, 1996). La deuxième phase est associée à la performance des matériaux granulaires et est largement utilisée dans l'ingénierie routière. Cette phase est influencée par les propriétés physiques et mécaniques du matériau. La rupture du matériau dans la phase III survient lorsque la vitesse de déformation permanente développée dans la phase II augmente. Dans son travail intitulé "*State of the art. ii: permanent strain response of unbound aggregates*", Lekarp et al., (2000b) soutiennent que la résistance des particules des matériaux granulaires est trop faible pour répondre aux charges routières appliquées. Cette rupture observée au-delà d'un grand nombre de charges, dépendra de la teneur en eau, du type de matériau et de l'intensité des contraintes.

Par ailleurs, la déformation des matériaux sous des charges répétées dans les sols fins est sujette à trois mécanismes : le compactage cumulé, la contrainte de cisaillement plastique cumulative et la consolidation cumulative, telle qu'elle est exprimée par Werkmeister et al., (2004) et Li et Selig (1996) (tirée de Salour et Erlingsson (2015)). À cause de cela, Sharp et Booker (1984) ont introduit le concept de Shakedown, qui permet l'analyse de la déformation

permanente dans les matériaux non liés. Selon Werkmeister et al., (2001) et Werkmeister et al., (2004) la déformation permanente sous des charges répétées peut être classée en une gamme plastique (domaine A), une réponse intermédiaire (domaine B) et une rupture incrémentale (domaine C). Cette situation est présentée dans la *Figure 1.17*.



**Figure 1.17: Déformation verticale permanente typique en fonction du nombre de cycles de charge selon l'approche du Shakedown (tirée de Salout et Erlingsson (2015))**

Le domaine A, également appelé « Plastic Shakedown Range », représente la réponse de résistance du matériau à la déformation après avoir accumulé une grande déformation au début des cycles de charge. L'équilibre de la déformation permanente se produit généralement après la phase de post-compaction (Werkmeister, Dawson, & Wellner, 2001). La réponse intermédiaire représentée par le domaine B est similaire à celle présentée par le domaine A, mais l'accumulation de la déformation est plus importante et suit un taux constant pour un grand nombre de cycles. La vitesse de cette déformation sera fonction du nombre de répétitions de la charge, du matériau et du niveau de charge. Selon Werkmeister et al., (2001) « le comportement de la déformation permanente dans le domaine B dépend vraisemblablement des caractéristiques de friction des particules (par exemple, la forme, la texture) ». Par ailleurs, le domaine C présente une augmentation du taux de déformation permanente à chaque cycle de charge, de sorte que plus le niveau de chargement est élevé, plus la réponse plastique du matériau est importante.

Afin de valider les modèles présentés et sachant que le suivi de l'accumulation permanente est un processus destructeur qui prend du temps, il est important de connaître les facteurs externes qui influencent leur comportement.

#### 1.5.1.1. Facteurs influençant la déformation permanente

Il y a plusieurs facteurs que peuvent influencer le comportement de la déformation permanente d'un sol. Les principaux facteurs sont: le niveau de contrainte appliqué, la rotation de la contrainte principale, l'historique des contraintes, le nombre de cycles de chargement et la teneur en eau sont principalement responsables de la réaction permanente des matériaux granulaires.

#### **Effet de la contrainte**

En 1996, Morgan a déterminé que l'accumulation de la déformation axiale permanente est directement liée à la contrainte déviatorique et inversement proportionnelle avec la pression de confinement. Les travaux de recherche de Lashine et al., (1971), ont montré que l'essai triaxial effectué sur une pierre concassée montrent que la diminution et la stabilité ultérieure de la déformation permanente axiale sont directement liées à la relation entre la contrainte déviatorique et la pression de confinement. Par ailleurs, Lekarp et Dawson (1998) affirment que les matériaux granulaires sont amenés à la rupture progressivement lorsqu'ils sont soumis à une charge cyclique. Par conséquent, les niveaux de contrainte qui provoquent la rupture soudaine des matériaux sont exclus lorsque l'augmentation de la déformation permanente est progressive (Lekarp et al., 2000b).

### **Effet de la rotation de la contrainte principale**

L'Université de Nottingham (1974) a développé un appareil triaxial qui permet de montrer que la rotation sous contrainte appliquée augmente la déformation permanente des matériaux granulaires. Cependant, bien qu'il ne soit pas possible de quantifier l'orniérage qui se développera au cours de plusieurs passages, il est possible de classer le matériau en fonction de sa propension relative à se déformer en termes d'orniérage (Dawson (1995), tirée de Bilodeau (2009)). D'autre part, Youd (1972) a observé le comportement des sables lorsqu'ils étaient soumis à une rotation des principales contraintes. Le test a été effectué dans une boîte de cisaillement cyclique dans laquelle il a été constaté que la rotation des axes principaux des contraintes augmente la densité dans les sables (Lekarp et al., 2000b)

### **Teneur en particules fines**

Selon Verdugo (1983) et Viertel (2003), la déformation plastique augmente et la résistance à la liquéfaction diminue lorsque le pourcentage de particules fines (non plastiques) augmente. En revanche, si la teneur en fines est inférieure à 25 %, elle n'aura aucune influence sur la résistance à la liquéfaction. Par conséquent, la densité du matériau permettra donc d'augmenter la résistance (Polito *et al.*, 2001)

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

La déformation permanente totale dans les matériaux granulaires soumis à des charges répétitives est une accumulation de petites déformations différentielles produites par une charge. Cependant, comme il a été expliqué précédemment, le comportement en déformation permanente dépendra du nombre de cycles de chargement. Le travail de recherche de Morgan (1996) montre qu'en appliquant 2 millions de cycles de charge, la déformation permanente

ne cesse d'augmenter. Barksdale (1972) indique que le taux d'accumulation de la déformation plastique peut montrer une augmentation soudaine sous un grand nombre de répétitions de charge (Lekarp et al., 2000b).

### **Effet de la teneur en eau et la densité**

La résistance à la déformation permanente diminue lorsque le degré de saturation du matériau granulaire est élevé. Cette situation se produit lorsque, pour des teneurs en eau élevées, une pression interstitielle positive est produite sous des charges appliquées à haute fréquence. Pour cette raison donc, les contraintes effectives sont réduites. (Lekarp et al., 2000b)

Par ailleurs, l'influence de la densité est extrêmement importante à long terme pour les matériaux granulaires. Une fois que la densité augmente, la déformation permanente s'améliore. Selon Barksdale (1972), lorsque le niveau de compactage des matériaux diminue de 100% à 95%, la déformation permanente augmente par un facteur de 1,85 (tirée de Lekarp et al., (2000b)).

#### ***1.6. Méthodes de mesure de la déformation réversible et permanente.***

L'Université Laval est équipée d'instruments de pointe qui permettent de déterminer le comportement réversible et permanent des matériaux granulaires. C'est le cas de la Presse hydraulique à chargement répété et les simulateurs à charge roulante et de véhicule lourd dans lesquels des paramètres externes tels que l'intensité de la charge et les conditions environnementales réelles peuvent être simulées.

### 1.6.1. Presse hydraulique à chargement répété (cellule triaxiale)

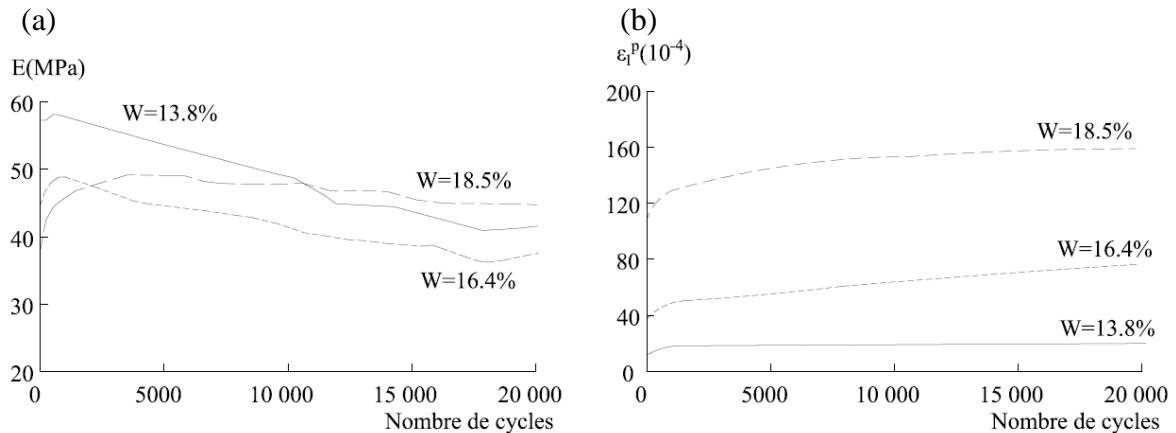
La Presse hydraulique à chargement répété (cellule triaxiale) est un outil qui permet de connaître l'évolution de la déformation verticale et réversible d'un matériau. La *Figure 1.18* montre une photo de la cellule triaxiale avec une éprouvette instrumentée à l'intérieur. Le but du test est d'évaluer le comportement d'un échantillon cylindrique sollicité pour un nombre défini de charges axiales à un niveau de contrainte définie. En 2006, Werkmeister a utilisé cet outil afin d'approfondir le comportement non linéaire des matériaux granulaires, en analysant la réponse élastique et plastique afin de trouver les états de contrainte par lesquels ceux-ci sont instables (Poupart, 2013).



**Figure 1.18: Presse hydraulique UTM disponible à l'Université Laval**

Le comportement d'un limon peu plastique contenant 85% de fines et un indice de plasticité de  $I_p=8$  a été évalué par Pierre Horny et al., (1998). Les tests effectués sur la machine triaxiale montrent le comportement de ce sol à différentes teneurs en eau. De même l'essai a

été conditionné à 20 000 cycles, une pression de confinement constante  $\sigma_3$  de 20kPa et une contrainte de déviatorique  $q=80$ kPa. Les résultats de la déformation permanente et réversible en fonction du nombre de cycles sont présentés dans la *Figure 1.19*.



**Figure 1.19: Essais triaxiaux cycliques – Évolution des déformations a) réversibles et b) permanentes (tirée de Horny et al., (1998))**

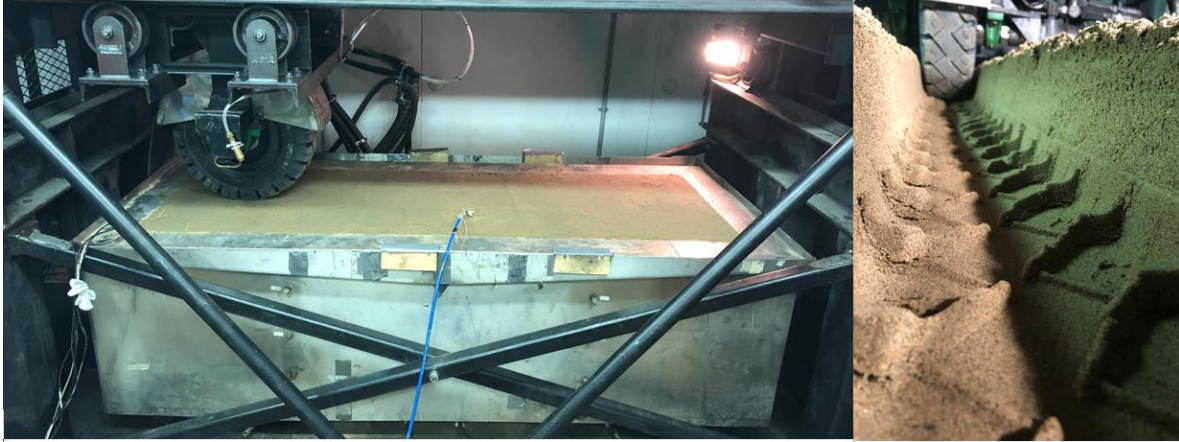
Cette figure montre qu'un grand nombre de répétitions de charge est nécessaire pour observer une certaine stabilité dans les déformations permanentes et réversibles. D'autre part, la teneur en eau influence davantage la déformation permanente que la déformation réversible. Il est observé que plus la teneur en eau est élevée, plus la déformation plastique est élevée.

### 1.6.2. Simulateur routier à charge roulante et à véhicule lourd

Le simulateur routier à charge roulante est exploité au sein du département de génie civil de l'Université Laval, avec l'objectif de quantifier le comportement et la performance de différentes structures de chaussée et de matériaux granulaires dans des conditions contrôlées. Contrairement aux essais triaxiaux, ce simulateur permet la simulation de contraintes mécaniques plus représentatives. Il permet également de représenter et de combiner différents facteurs, tels que les conditions climatiques et les précipitations (Gel et dégel) (S.



Juneau, 2008). Le simulateur à charge roulante est présenté dans la *Figure 1.20* et la description sera présentée dans le *Chapitre 4*.



**Figure 1.20: Simulateur à charge roulante de l'Université Laval**

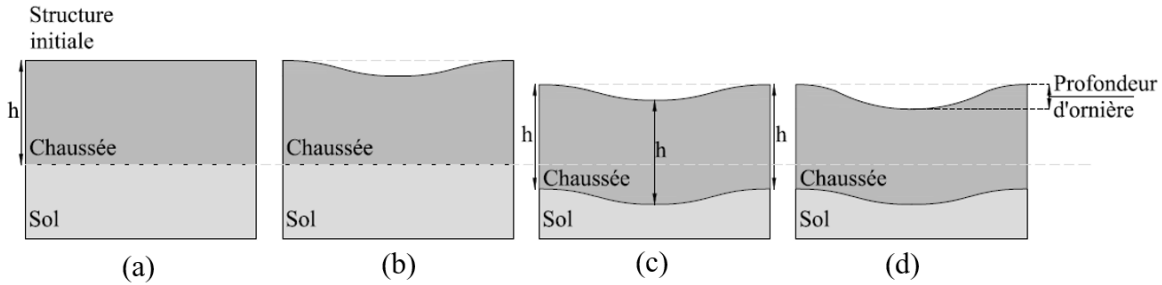
Le simulateur de véhicule lourd situé à l'Université Laval dispose d'une technologie avancée qui permet de reproduire les conditions climatiques réelles. Grâce à cette caractéristique, il est possible de réaliser des études dans des conditions contrôlées qui ressemblent à la réalité de. Pour quantifier les performances de ce type de simulateur, Korkiala et Dawson (2007) ont observé l'orniérage en fonction du niveau de chargement appliqué. Ils ont constaté que la profondeur d'orniérage augmente d'un facteur de 2,8 à 3 fois si la charge passe de 50 à 70kN. La largeur de la fosse est de 2 m et la longueur totale de la zone de chargement est de 8 m. Cependant, la charge est appliquée à vitesse constante sur une longueur de 6 m. L'ornière et la pression de chargement se fera essentiellement au centre de la fosse. D'autre part, la vitesse du système peut varier entre 1 et 10km/h et la charge maximale peut atteindre 100kN.



Figure 1.21: Simulateur à véhicule lourd de l'Université Laval (tirée de Badiane et al., (2015))

### 1.7. Critères de conception : l'orniérage

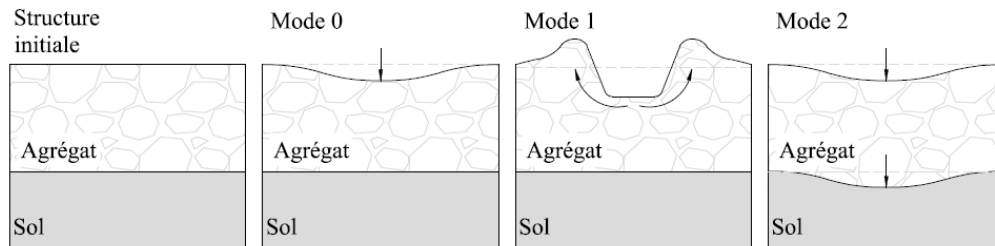
La conception des pneus pour utilisation hors-route, basée sur la Terramécanique, tient compte des caractéristiques des pièces mécaniques. Cependant, il est également important de réaliser que le comportement du sol et plus encore l'interaction pneu-sol sont fondamentaux dans le processus de modélisation. Ce comportement est actuellement à l'étude et la solution permettra de développer des modèles plus précis répondant aux besoins de l'industrie. L'orniérage est utilisé comme un outil de prédiction des performances des structures de chaussée, lequel est le résultat de l'accumulation de déformations permanentes dans les différentes couches d'une structure routière. Dans les chaussées, les phénomènes qui peuvent provoquer un affaissement sont présentés dans la *Figure 1.22*. Cet orniérage peut être causé par une déformation de la couche supérieure, une déformation du sol de fondation ou une combinaison des deux.



**Figure 1.22: Causes d'orniérage dans les chaussées. (Tirée de Gidel et al., (2001))**

La *Figure 1.22* montre une structure de chaussée intacte (*voir image (a) précédent*), cependant avec le temps, la chaussée présente un orniérage résultant de la déformation du corps de la chaussée tandis que la déformation du sol est faible (*voir image (b) précédent*). À l'inverse, sur l'image (c) précédent, l'orniérage est causé par la déformation du sol avec une faible déformation de la structure. De plus, comme il a été mentionné précédemment, l'orniérage peut être causé par la combinaison des déformations entre le sol et la structure de la chaussée (*voir image (d) précédent*) (Gidel et al., 2001).

D'après Dawson (1997), l'orniérage dans les chaussées non revêtues présente trois comportements ou modes. Le premier mode (*mode 0*) est lié à la post-compaction et à la densification du squelette granulaire, tandis que dans le mode 1, la déformation est causée par cisaillement de la couche granulaire résultant de l'enfoncement du pneu. Le mode 2 peut être dû à la somme de la déformation du sol et des agrégats, ce qui représente un problème critique, entraînant une déformation permanente en profondeur de la structure dans son ensemble.



**Figure 1.23: Modes d'Orniérage (adaptée de Dawson (1997))**

L'orniérage, un des critères de conception des routes, peut également être utilisé dans les sols, ce qui permet de rapporter un certain nombre de répétitions de chargements admissibles en fonction de la pression de contact ou de la déformation réversible du sol pour un orniérage donné. Dans le cadre de la conception des chaussées, et selon l'étude « *Roadway Hydroplaning – Measuring Pavement Wheel Rut Depths to Determine Maximum Water Depths* » proposée par Glennon (2015), l'accumulation d'eau est un facteur fondamental dans la décision de l'orniérage admissible. Par exemple, en ce qui concerne les chaussées, Glennon déclare que l'orniérage critique pour les routes où la vitesse dépasse 70 km/h ne peut pas dépasser 3 mm de profondeur, tandis que pour les vitesses inférieures, l'ornière peut atteindre 5 mm. D'autre part, dans le projet réalisé par LeVern (2016) à l'Université Laval, il précise que pour les « chaussées non revêtues ayant généralement des pentes latérales entre 3 et 4% », l'ornière structurale admissible peut être jusqu'à 25mm de profondeur, ce qui entraînera une rétention d'eau entre 0 et 2,5mm.

#### *1.7.1. Lois d'endommagement*

Selon Lachance (1999), l'orniérage structural est l'un des principaux mécanismes d'endommagement à long terme des chaussées flexibles et est associé à une action répétitive du trafic. Les progrès scientifiques reproduisent ces dommages dans les chaussées flexibles et les matériaux granulaires afin de reproduire les lois d'endommagement qui permettent la prédiction et l'analyse des performances mécaniques. Cette approche empirique est soumise aux résultats expérimentaux et tient compte des modèles de fatigue ou de déformation permanente.

Le *Tableau 1.6* présente 5 modèles permettant de prédire le nombre de cycles de charge en fonction de la déformation permanente.

**Tableau 1.6 Lois d'endommagement de différents modèles de déformation permanente**

Modèle	Approche	Équation
Asphalt Institute, 1982	$N_R = 1,365 \times 10^{-9} \times \varepsilon_V^{-4,477}$	<b>Équation 17</b>
Huang (1993) Al-Qadi et coll., 2004	$N_R = 1,077 \times 10^{-8} \times \varepsilon_V^{-4,483}$	<b>Équation 18</b>
MnPAVE (Minnesota Department of Transportation, 2012)	$N_R = 1,39 \times 0,0261 \times \varepsilon_V^{-2,35}$	<b>Équation 19</b>
Doré et al., 2016	$N_R = C_R \times K_{R1} \times \varepsilon_V^{KR2}$	<b>Équation 20</b>

$N_R$  : Nombre de cycles de chargement appliqués pour un essieu de référence menant à la rupture par déformation permanente

$C_R$  : Facteur de correction

$\varepsilon_V$  : Déformation verticale en surface de la couche du sol d'infrastructure (mm/m)

$K_{R1}$  et  $K_{R2}$  : Constantes de régression

$\varepsilon_r$  : Déformation élastique à N charge (mm/m);  $\varepsilon_0$ ,  $\rho$  et  $\beta$  des paramètres du sol

### **1.8. Mesure et caractérisation des propriétés du terrain**

Dans le domaine de la géotechnique routière et plus particulièrement de la mécanique des sols, il existe plusieurs outils qui permettent de connaître les propriétés mécaniques du sol pour l'étude de la mobilité des véhicules sur le terrain et en laboratoire. La sélection de la technique est liée à l'étude de la mobilité des véhicules. Dans le cas de la Terramécanique, par exemple, la méthodologie utilisée pour caractériser les propriétés du terrain dépend du type de véhicule. Pour cette raison, il existe actuellement plusieurs techniques utilisées pour mesurer et caractériser les propriétés des sols. Par exemple le déflectomètre à masse tombante (LWD) et le pénétromètre à cône dynamique (DCP) sont largement utilisés dans le domaine de la géotechnique routière, et la technique du pénétromètre à cône et la technique Bevameter sont utilisés dans le domaine de la Terramécanique.

#### **1.8.1. Le déflectomètre portable (LWD)**

Le déflectomètre portable est un outil qui consiste à laisser tomber une masse de 10 kg sur un amortisseur en caoutchouc monté sur une plaque pour induire une réponse mécanique

dans un matériau déterminé. L'instrument LWD, dont l'analyse est basé sur le modèle Boussinesq, mesure la déflexion au centre de la plaque et est utilisé pour estimer le module élastique du matériau en supposant que la mesure est effectuée dans un espace homogène semi-infini (G. Doré & Zubeck, 2009).

$$E_{LWD} = \frac{2\sigma_0 a(1 - \mu^2)}{d_0} \quad \text{Équation 21}$$

Où,  $\sigma_0$  est la contrainte appliquée (MPa),  $a$  est le rayon de la plaque (mm),  $\mu$  est le coefficient de Poisson, et  $d_0$  est la déflexion mesurée sous la plaque (mm).

Une étude de l'Université Laval a observé que la géométrie de la plaque influence la limite plastique des matériaux granulaires non liés. La condition plastique pour une plaque circulaire de 100 mm de diamètre a été obtenue pour des contraintes inférieures à 155 kPa, dans laquelle une relation linéaire entre la contrainte et le tassement a été observée. En revanche, lorsque le test a été effectué avec une plaque carrée de 200x200mm, la condition plastique n'a jamais été atteinte. Raison pour laquelle le chargement a été arrêté pour une contrainte appliquée de 260kPa. Malgré cela, les deux tests ont montré un comportement élastique (Konrad & Lachance, 2001).

Il est important de souligner que le module réversible obtenu par le LWD est en corrélation avec le module obtenu par le *The falling weight deflectometer* (FWD). Cette corrélation est présentée dans l'équation 18 (Fleming et al., (2000) tirée de Boulet (2008)).

$$E_{LWD} = \frac{M_{FWD}}{1.031} \quad \text{Équation 22}$$

La fiabilité de ces essais dépend donc de la réponse contrainte-déformation de chaque matériau, de la fréquence de chargement et des conditions environnementales (température et humidité). De même, l'obtention des propriétés par le moyen d'un rétro-calcul ne sera pas toujours considérée comme une solution réaliste (Boulet, 2008).

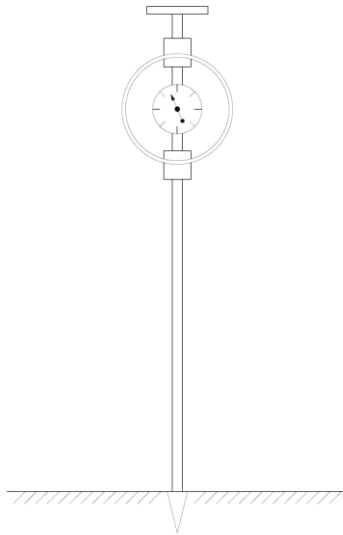
### *1.8.2. Pénétromètre à cône dynamique (DCP)*

Le cône de pénétration dynamique est utilisé en ingénierie pour estimer les propriétés mécaniques des matériaux de chaussées et des sols support. Il s'agit donc d'un outil attrayant, portable et économique pour la recherche et l'utilisation sur le terrain. L'essai consiste à faire pénétrer dans le sol une tige munie d'une pointe de cône en acier de 20 mm de diamètre formant un angle de 60°. La tige est enfoncée grâce à un marteau qui pèse 8 kg et qui est laissé tomber librement à une hauteur de 575mm. L'objectif de ce test est le calcul du DPI (l'indice de pénétration), qui est défini comme la pénétration du cône pour chaque coup de la masse (exprimé en mm/coup) (G. Doré & Zubeck, 2009). D'après Konrad et Lachance (2001), l'utilisation de cette méthodologie est adaptée à la caractérisation des sols fins contenant du gravier et des cailloux, mais les matériaux granulaires de dimensions contenant des particules de taille supérieure à 20 mm peuvent montrer des résultats questionnables à cet essai.

Selon George et Uddin (2000), la valeur DPI est fonction des propriétés du sol. Par exemple, la teneur en eau, la granulométrie, la densité et la plasticité influencent le DPI. D'autres chercheurs comme Hassan (1996) affirment que les pressions de confinement peuvent entraîner une variation du résultat final et qu'une augmentation du pourcentage de fines diminue généralement la valeur du DPI pour une même densité visée.

### 1.8.3. Technique du pénétromètre à cône

Cet outil largement utilisé dans la Terramécanique a été développé par la Waterways Experimental Station (WES) pendant la Seconde Guerre mondiale. La *Figure 1.24* montre la forme typique d'un pénétromètre à cône qui permet de quantifier la résistance à la pénétration par unité de surface de base du cône. L'indice de cône (CI) calculé reflète les caractéristiques combinées de cisaillement et de compression du sol, ainsi que l'adhérence et la friction à l'interface du cône. Cet outil permet en Terramécanique de prédire les performances des véhicules hors-route dans le sable et l'argile (Wong, 2010).



**Figure 1.24:** Schéma basique d'un Pénétromètre à cône (tirée de Wong (2010)).

### 1.8.4. Technique Bevameter

Dans la vie réelle, un véhicule exerce des charges normales et des charges de cisaillement sur la surface du sol. Le comportement du sol dépendra donc de la connaissance du sol sous les charges du véhicule. Ce concept a été compris par Bekker (1956, 1960, 1969) qui a initié la technique du Bevameter. La première étape qui permet la réalisation de cette méthodologie



d'essai est un test de pénétration qui met en relation la contrainte en fonction de l'enfoncement. Selon les mesures, ce concept permet de prédire la résistance au mouvement produit par l'enfoncement du véhicule. De même, un test de cisaillement est aussi effectué lors de l'essai au Bevameter pour prédire l'effort de traction, les caractéristiques de glissement et la traction maximale d'un véhicule (Wong, 2010).

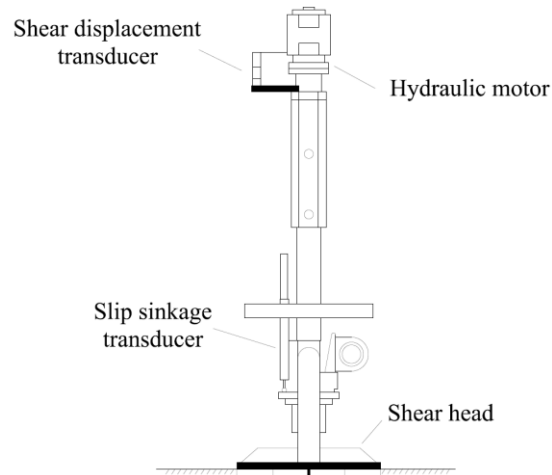


Figure 1.25: Schéma basique d'un Bevameter (tirée de Wong (2010)).

### 1.9. Conclusion

D'une manière générale, le *Chapitre 1* vise à documenter les connaissances sur l'interaction entre le pneumatique et le sol. Grâce à Bekker apparaît le terme « Terramécanique » permettant de comprendre les principes élémentaires de la locomotion terrestre, et c'est à partir de ce moment qu'émerge l'étude du comportement mécanique des sols sous des charges répétitives de circulation. Dans cette perspective, le but est de relier la Terramécanique avec les principes de géotechnique routière, en profitant du fait qu'elles sont basées sur les mêmes lois fondamentales de la mécanique des sols.

Dans un premier temps, cette analyse documentaire offre l'occasion de se familiariser avec les généralités de la Terramécanique, en expliquant brièvement les approches existantes en matière d'interaction pneu-sol. Cependant, il semble y avoir une grande lacune dans les modèles empiriques, car il est important de connaître le comportement et la réponse mécanique du sol lorsqu'il est soumis à un grand nombre de répétitions de charges. Dans cette perspective, et grâce à la géotechnique routière, la réponse réversible et permanente des chaussées et par conséquent des matériaux granulaires est documentée. Elle met en relation les facteurs qui peuvent influencer le comportement élastique et plastique des matériaux sous des sollicitations répétitives. C'est pourquoi ces principes seront utilisés sur la base qu'un sol, étant un matériau inhérent à la structure de la chaussée et étant un assemblage de particules solides, montrera un comportement permettant d'étendre les principes pertinents de la géotechnique routière.

Enfin, les tests qui permettent de caractériser les propriétés mécaniques des sols en géotechnique routière (DPC et LWD) sont présentés. Cela permettra de les mettre en relation avec les outils utilisés dans la Terramécanique.

## CHAPITRE 2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

### 2.1. *Plan de travail*

Le présent programme expérimental a été développé à l'Université Laval avec le but de mettre au point des lois générales de comportement pour les sols soumis à la charge répétée des véhicules hors-route. Ces véhicules se déplacent la plupart du temps sur des terrains naturels ou sans structure de chaussée spécifique et, par conséquent, il est nécessaire de connaître l'effet que les pneus ont sur le sol. Le présent projet a été divisé en trois phases principales.

La première phase a consisté à effectuer des tests en laboratoire sur 4 sols typiques (soit une argile, un sable silteux, un sable à la granulométrie étalée et un sol organique). Des tests de caractérisation de base tels que la distribution de la taille des particules, les limites de consistance et les courbes de compactage ont été nécessaires pour déterminer les propriétés géotechniques essentielles.

La deuxième phase a consisté à réaliser une série de tests triaxiaux afin de connaître le comportement des sols préalablement classifiés. Les tests ont été effectués pour une certaine teneur en eau et une certaine masse volumique sèche.

Les tests dans le simulateur ont été effectués dans des conditions contrôlées lors de la troisième étape. Ceux-ci permettent l'établissement de lois de comportement pour les sols étudiés sous des charges similaires à celles représentées par un véhicule hors-route. Pour cette raison, il a été nécessaire d'adapter le simulateur avec un pneu représentatif, fourni par le partenaire de la recherche.

La *Figure 2.1* présente un aperçu de la méthodologie générale pour le développement du projet, où, (1) représente le nombre de sols sélectionnés pour l'étude, (2) représente les pressions de contact à analyser et (3) et (4) sont des conditions associées au capteur de déformation et aux limitations de la machine. Dans ce projet, si le capteur de déformation atteint un déplacement compris entre 20 et 25 mm ou si le pneu s'enfonce jusqu'à sa position terminale, l'essai doit être arrêté (soit pour augmenter le niveau de charge, soit pour changer le sol).

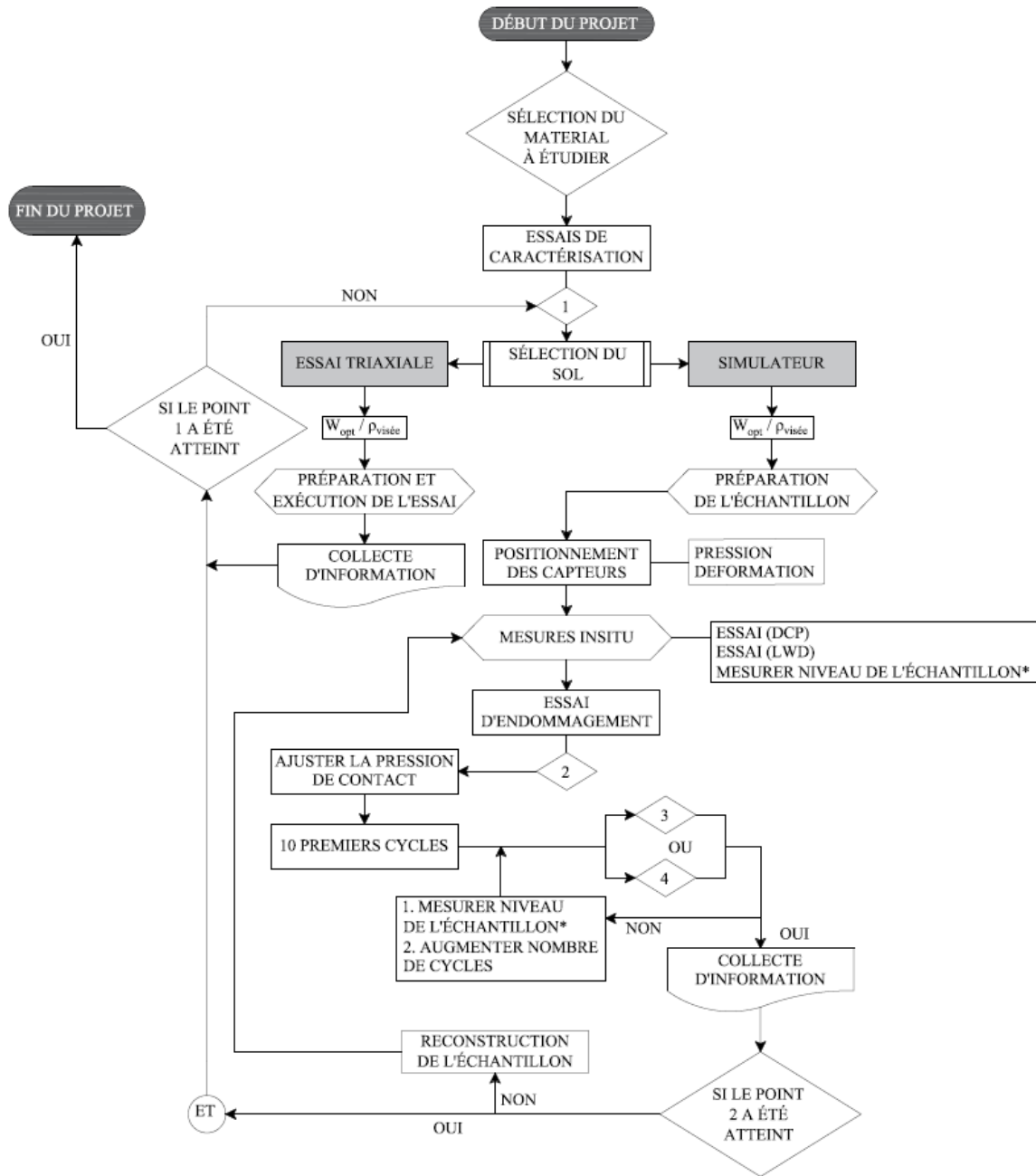


Figure 2.1: Plan de travail du projet

## 2.2. Matrice des essais

Le *Tableau 2.1* présente une synthèse des essais à effectuer pour atteindre les objectifs.

**Tableau 2.1 Matrice des essais**

TITRE		TYPE DE SOL			
		Sable	Sable silteux	Sol organique	Argile
<b>ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUE</b>					
BNQ 2501-025	Sols – Analyse granulométrique des sols inorganiques	1	1	1	1
CAN/BNQ 2501-092	Sols – Détermination de la limite de liquidité à l'aide du pénétromètre à cône et de la limite de plasticité	1	1	1	1
BNQ 2501-170	Sols – Détermination de la teneur en eau	1	1	1	1
CAN/BNQ 2501-070	Sols – Détermination de la densité des particules solides	1	1	1	1
ASTM D2487-17	Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)	1	1	1	1
ASTM D2974-14	Moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils	1	1	1	1
LC 21-255	Détermination de la valeur au bleu de méthylène des sols et des granulats	1	1	1	1
<b>ESSAIS DE CARACTERISATION MECANIQUE</b>					
CAN/BNQ 2501-255	Sols – Détermination de la relation teneur en eau-masse volumique sèche-essai avec énergie de compactage modifié	1	1	1	1
ASTM D1883-16	Standard test method for California bearing ratio (CBR) of laboratory-compacted soils	1	1	1	1
ASTM- D4767 (2011)	Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils	3	3	3	3
<b>PROGRAMME EXPÉRIMENTAL</b>					
Empirique	Essai simulateur à charge roulante (Premier niveau de Pression de contact)	1	1	1	1
Empirique	Essai simulateur à charge roulante (Deuxième niveau de Pression de contact)	1	1	1	1
Empirique	Essai simulateur à charge roulante (Troisième niveau de Pression de contact)	1	1	1	1
Empirique	Essai simulateur à charge roulante (Quatrième niveau de Pression de contact)	1	1	1	1
<b>ESSAIS DE CARACTÉRISATION COMPORTEMENTALE</b>					
ASTM- D4694 (2015)*	Standard Test Methods for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device (LWD)	4	4	4	4
ASTM- D6951/D6951M (2018)	standard Test Methods for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications (DCP)	4	4	4	4

\* La méthodologie utilisée pour la préparation des essais consolidés non drainés (CIU) est une variante de la norme ASTM D4767-112, car au lieu d'utiliser des échantillons intacts, il a fallu les reconstituer. Cependant, une fois atteint l'étape de saturation, la méthodologie utilisée était la même

## **CHAPITRE 3. CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE DES SOLS ÉTUDIÉS**

Quatre types de sol ont été utilisés pour la réalisation de ce projet : une argile, un sable silteux, un sable et un sol organique. Pour la continuité de ce projet, il est important de connaître les caractéristiques géotechniques de chacun des sols. Une série de tests de laboratoire a donc été effectuée pour déterminer leurs caractéristiques physiques et mécaniques, qui serviront ensuite à préparer des échantillons pour le programme expérimental présenté au *Chapitre 4*.

Les essais de caractérisation en laboratoire visent à

- ✓ Classer les échantillons selon le système unifié de classification des sols (USCS)
- ✓ Déterminer les propriétés de compactage des échantillons
- ✓ Obtenir les propriétés mécaniques caractéristiques de chaque sol
- ✓ Déterminer les propriétés physiques des sols

### ***3.1. Provenance des sols***

Les échantillons pour ce projet ont été obtenus à partir de différents sites dans la province de Québec. Ils ont été utilisés dans des tests de caractérisation, des tests triaxiaux et dans le simulateur. Le sable a été obtenu dans la ville de Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier. Le sable silteux a été recueilli au nord de Québec à La Forêt Montmorency dans la municipalité de Lac-Jacques-Cartier. Par ailleurs, l'argile a été obtenue dans la ville de Louisville située sur la rive nord du lac Saint-Pierre. Enfin, le sol organique est du matériau d'aménagement paysager.

### 3.2. *Essais de caractérisation physique des sols*

Les échantillons ont été soumis à une série de travaux de laboratoire afin d'obtenir les propriétés physiques de chacun d'entre eux (voir *Tableau 2.1*). Les *sections 3.2.1 - 3.2.3* présentent un résumé de la méthodologie utilisée, ainsi que les résultats obtenus pour chacun des sols. Les résultats des tests de caractérisation physique et mécanique ont été compilés dans le *Tableau 3.2*. Il est important de mentionner que les tests de caractérisation ont été réalisés par le groupe de recherche géotechnique de l'Université Laval.

#### 3.2.1. *System de classification unifiée des sols (USCS)*

Le system de classification unifiée des sols (USCS) classifie les sols grossiers par leur granulométrie et les sols fins par leur comportement plastique. Ce système regroupe les sols en trois grandes catégories: Les sols à grains grossiers, les sols à grains fins et les sols fortement organiques. De sorte que l'ensemble des résultats obtenus par l'analyse granulométrique et la limite d'Atterberg seront utilisés pour la classification des sols du présent projet.

##### 3.2.1.1. Analyse granulométrique et limites d'Atterberg

L'analyse granulométrique dans les sols a été effectuée sur la base de la norme BNQ 2501-25 selon le plan d'essai proposé dans le *Tableau 2.1*. La procédure de tamisage et l'analyse par sédimentation sont des méthodologies qui permettent de connaître la distribution granulométrique d'un échantillon. Pour faire le tamisage, les sols doivent être séchés à 110°C pendant 24 heures. Un ensemble de tamis de 80 mm à 80µm doit être utilisé, ainsi que 12 tamis intermédiaires à ouverture carrée. Par la suite, la masse retenue sur chacun d'eux a été mesurée. Par ailleurs, l'analyse par sédimentation est utilisée sur les fines de moins de 80µm



(argiles) pour connaître la distribution granulométrique quantitative des particules. Cette méthodologie utilise un hydromètre normalisé dans lequel le sol est mélangé à une solution d'hexamétaphosphate de sodium. Cet essai est basé sur le principe que le diamètre des particules influence la vitesse de sédimentation dans un milieu visqueux. De cette manière, des mesures doivent être effectuées, à des intervalles de temps déterminés, sur un hydromètre. Comme les sols organiques peuvent changer de taille et de composition pendant le séchage, le lavage ou le tamisage, la norme BNQ 2501-25 ne s'applique pas à la détermination de la granulométrie de ce type de sol. Pour cette raison, ces types de sols doivent d'abord être caractérisés par leur odeur et leur couleur.

D'autre part, la limite de liquide ( $w_L$ ) a été déterminée à l'aide d'un cône standard. Grâce à son poids (60 grammes) et à sa forme pointue ( $60^\circ$  par rapport à l'horizontale), il facilite la pénétration dans le sol. Cette pénétration dans le sol après 5 secondes devrait être de 0,1 mm selon le CAN/BNQ 2501-092 présenté dans le *Tableau 1.1*. Cependant, si le sol présente une odeur organique et une couleur foncée lorsqu'il est humide et chaud, la limite de liquide doit également être déterminée en suivant la méthodologie de la norme ASTM D287-17. La norme BNQ 2501-17 stipule que la détermination de la limite plastique ( $w_P$ ) correspond à la teneur en eau nécessaire pour produire l'effritement d'un bâtonnet de sol de 3 mm de diamètre.

#### 3.2.1.2. Classification des sols (ASTM D287-17)

### **Sols inorganiques**

Le graphique présenté dans la *Figure 3.1* montre la distribution granulométrique de chacun des sols étudiés à l'exception du sol organique. Cela a permis de les classer selon la norme ASTM D2487-17. Le sable et le sable silteux, classés comme sols pulvérulents, sont des sols à grains grossiers puisque plus de 50 % des particules sont inférieures à 0,075 mm. Comme

les particules sont également plus petites que 4,75 mm, elles sont classées comme du sable. D'autre part, 50% des particules d'argile sont inférieures à 0,075 mm, ce qui le classe comme un sol cohérent. D'après la norme ASTM D2487-17, les échantillons inorganiques analysés sont nommés comme suit.

- ✓ Sable : SP (Sables uniformes; peu ou pas de particules fines)
- ✓ Sable silteux : SM (Sable silteux, mélanges de sable et de silt)
- ✓ Argile : CH (Argile inorganique de plasticité élevée; argiles grasses)

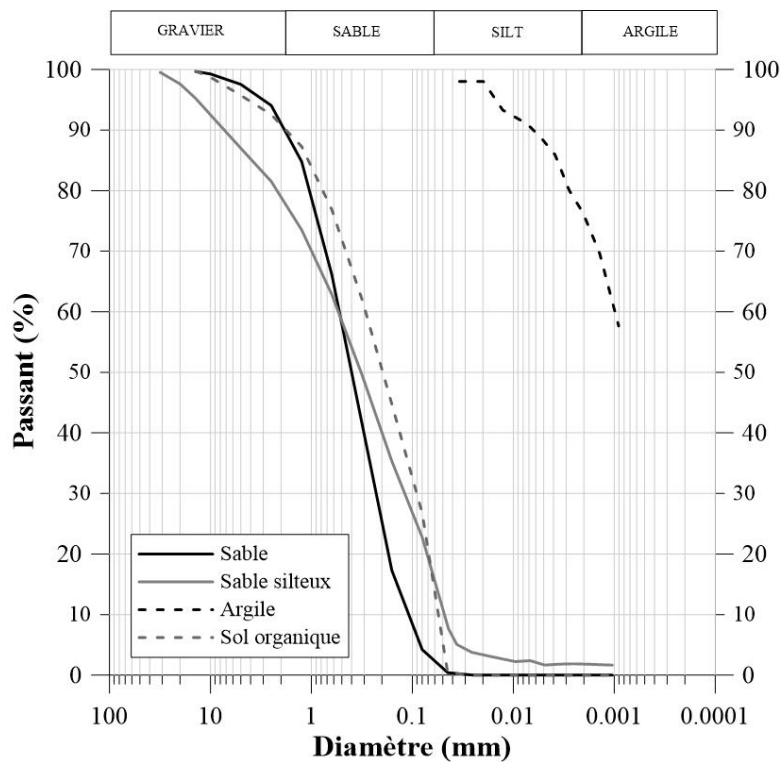


Figure 3.1: Distribution de la taille des particules des échantillons

En ce qui concerne les limites d'Atterberg, la valeur de la limite liquide pour le sol SP était de 25,5%, pour le sol SM elle était égale à 18,8% et 74,5% pour l'argile (CH). Comme il n'était pas possible de former des bâtonnets de sol de 3 mm comme le stipule la norme (*voir section 3.2.1.1*), la limite plastique n'a été atteinte avec succès que dans l'échantillon CH avec une valeur de 25,3 %. Aux fins de la classification selon la norme ASTM D2487-17, ces

échantillons ont été considérés comme étant placés sous la ligne A du diagramme de plasticité de Casagrande. Cette ligne divise le diagramme en trois régions (faible plasticité, plasticité moyenne et haute plasticité). En dessous d'elle, les silts et argiles silteuses organiques de plasticité faible ou moyenne, silts et sables très fins inorganiques, poussière de roche et les sables fins silteux ou argileux sont caractérisés

### **Sols organiques**

Au départ, le sol organique était catalogué comme "sol organique" en raison de sa couleur foncée et de son odeur. Cependant, des essais ont été réalisés sur la base des normes BNQ 2501-25 et BNQ 2501-17. Selon les résultats granulométriques obtenus à partir de la *Figure 3.1* et de la norme ASTM D2487-17, l'échantillon est classé comme OL (Silts inorganiques et argiles silteuses organiques de faible plasticité). En revanche, Landva et al. (1983) suggèrent que, lorsque la teneur en matière organique est comprise entre 1 et 4 % et que la limite liquide est inférieure à 50 %, le sol doit être classé comme MO, CO - sol avec matière organique.

La limite liquide du sol organique était de 27% et la teneur en matière organique était de 4%. Elle a été calculée sur la base suivante: Matière organique (%) = 100 – Teneur en cendres (%) et a été catalogué comme un échantillon organique ou hautement organique. De sorte que ce sol est catalogué comme MO,CO (Sol à teneur organique ) pour cette étude.

#### *3.2.2. Densité relative des sols*

La densité relative des sols a été déterminée selon les paramètres établis dans la norme BNQ 2501-070 et est calculée à partir de la relation entre la densité des solides qui passent le tamis numéro 5 mm et la densité de l'eau à la température de l'essai. Pour le sable (SP), la valeur

obtenue était de 2.707, pour le sable silteux (SM) de 2.753, pour l'argile (CH) de 2.789 et pour les sols organiques (MO, CO) de 2.660.

### 3.2.3. Valeur au bleu de méthylène et surface spécifique

La valeur du bleu de méthylène, en plus d'être importante, est pertinente dans la géotechnique routière. Elle est généralement utilisée pour évaluer la teneur en argile et la surface spécifique du sol. La méthodologie à suivre est celle proposée par la norme LC21-255. Elle s'applique aux échantillons dont les particules sont inférieures à 400 µm lesquelles ont la capacité d'absorber une solution de bleu de méthylène. La valeur au bleu (BV) est calculée à partir du rapport entre le dosage au bleu et la masse sèche de l'échantillon. Pour atteindre cette valeur, il est nécessaire d'ajouter successivement de petites doses de bleu de méthylène à l'échantillon dans une solution aqueuse. La capacité d'absorption correspond à la quantité de solution nécessaire pour la formation d'une auréole bleu clair autour de la tache faite par une goutte prélevée sur l'échantillon testé. De même, la surface spécifique peut être déterminée et pour son calcul, il est fondamental de connaître la BV. La surface spécifique ( $S_s$ ) est donc calculée à partir de l'équation 23.

$$S_s = \frac{m_{MB}}{319.87} A_V A_{MB} \frac{1}{m_s} \quad \text{Équation 23}$$

Où :

$m_{MB}$	Masse du bleu de méthylène absorbé au point d'excès,
$A_V$	Constante d'Avogadro ( $6.02 \times 10^{23}/\text{mol}$ ),
$A_{MB}$	Surface couverte par une molécule de bleu de méthylène, et
$m_s$	Masse du spécimen de sol.

Pour les 4 sols étudiés, la valeur du bleu de méthylène était égale à 0.067 g-sol/100g-sol pour le sol (SP), 0,068 g-sol/100 g-sol pour le sol (SM), 4,875 g-sol/100 g-sol pour le sol (CH), et 0,520 g-sol/100 g-sol pour le sol (MO, CO). La surface spécifique était égale à 1,4 m<sup>2</sup>/g, 1,4 m<sup>2</sup>/g, 102,0 m<sup>2</sup>/g et 10,9 m<sup>2</sup>/g pour les sols n° 1 à 4, respectivement.

### **3.1. Essais de caractérisation mécanique des sols**

De même, les échantillons ont été soumis à une série de test en laboratoire dans le but d'obtenir des paramètres mécaniques de chacun d'entre eux (voir *Tableau 2.1*). Les *sections 3.1 et 3.1.3* présentent un résumé de la méthodologie utilisée, ainsi que les résultats obtenus pour chacun des sols.

#### *3.1.1. Essai Proctor modifié*

La méthodologie utilisée est celle proposée par l'essai Proctor modifié. Ce test consiste à connaître la teneur en eau ( $w$ ) à laquelle un sol doit être compacté pour obtenir une masse volumique sèche maximale ( $\rho_{\max}$ ). Pour ce faire, il faut constituer un échantillon en 5 couches, chacune étant compactée à 56 coups selon la méthodologie de la norme CAN/BNQ 2501-255.

La *Figure 3.2* montre le comportement des échantillons de sol lorsque certaines proportions d'eau ont été ajoutées. La valeur de la masse volumique sèche maximale pour chaque sol correspond à la valeur maximale représentée dans les courbes de compactage et qui à la fois détermine la teneur en eau optimale. Les valeurs correspondantes de la masse volumique sèche maximale et de la teneur en eau optimale ( $w_{\text{opt}}$ ,  $\rho_{\max}$ ) pour chaque sol sont donc les suivantes : SP (10.0%, 1857kg/m<sup>3</sup>), SM (5.5%, 2177kg/m<sup>3</sup>), CH (26.0%, 1585kg/m<sup>3</sup>), MO, CO (10.0%, 1860kg/m<sup>3</sup>).

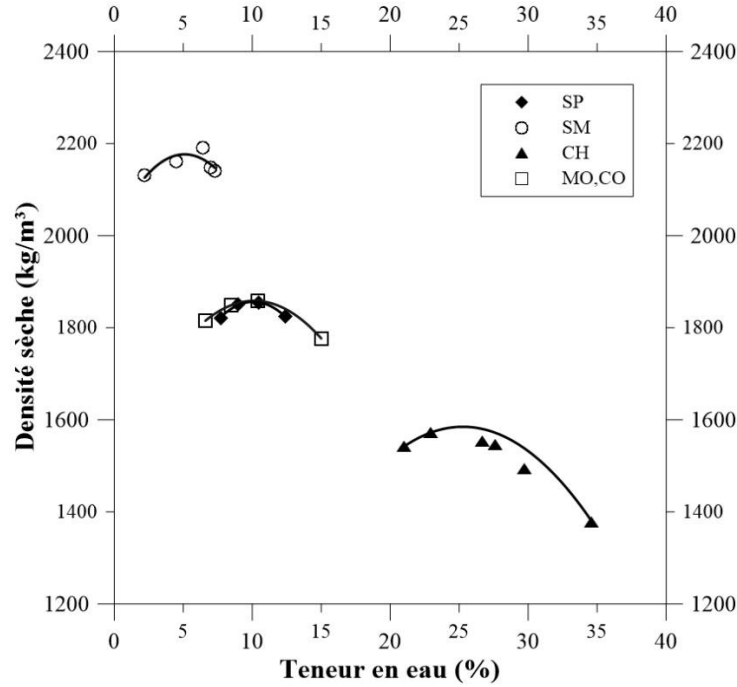


Figure 3.2: Courbes Proctor modifiées des échantillons des sols

### 3.1.2. California Bearing Ratio (CBR)

Le test de portance californien (CBR) est utilisé en ingénierie pour évaluer la résistance d'un échantillon à partir d'une sollicitation axiale, laquelle est transmise par un piston normalisé. Le résultat final vise à connaître la contrainte nécessaire pour que ce piston pénètre de 2,54 mm (0.1") et 5.08mm (0.2") dans le sol à une vitesse constante (1,25 mm/min). Pour trouver la valeur CBR d'un matériau, le gravier partiellement concassé est pris comme matériau de référence, ce qui signifie que la valeur requise pour déformer ce matériau de 2.54mm est considérée 100 %. Par conséquent, le calcul du CBR de tout matériau est effectué selon une simple règle directe de trois :  $\% \text{ CBR} = (\text{charge unitaire d'essai} / \text{charge unitaire standard}) * 100 \%$ , en tenant compte du fait que la charge unitaire standard varie en fonction de la pénétration (à 0,1", 1000 psi ; à 0,2", 1500 psi ; à 0,3", 1900 psi).

Le *Tableau 3.1* présente les résultats de CBR obtenus pour 0,1 mm et 0,2 mm de pénétration dans les différents sols étudiés.

<b>Sol</b>	<b>CBR<sub>0,1"/0,2"</sub> (%)</b>
SP	54.4/34.9
SM	32.0/30.0
CH	2.3/2.0
MO,CO	8.8/7.2

### 3.1.3. Essai de compression triaxiale

Conformément à la section *Mise en contexte, problématique et objectifs*, l'un des principaux défis de ce projet est de fournir des outils qui permettent de comprendre et de prédire le comportement du sol lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression. Plus précisément, ce projet vise à renforcer, d'un autre point de vue, la connaissance des modèles d'éléments finis (FEM) existants. Le succès de cette méthodologie alors repose en grande partie sur la précision des prévisions de la réponse mécanique du sol (Andino, 2015). Pour cette raison, il était nécessaire et pertinent d'inclure des tests triaxiaux qui ont contribué notamment à déterminer la cohésion ( $c$ ), l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et le module d'élasticité ( $E$ ) de chaque échantillon. Étant largement utilisé dans la recherche dans la réponse mécanique des sols agricoles (interaction pneumatique-sol) et étant l'un parmi les plus mis en œuvre dans les logiciels commerciaux utilisés dans la simulation FEM (Andino, 2015), le modèle Drucker Prager, présenté dans la *Figure 3.3*, a été utilisé dans ce projet comme outil pour représenter les contraintes dans un plan ( $q,p$ ).

Où

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

**Équation 24**

et

$$p' = \frac{1}{3}(2\sigma'_3 + \sigma'_1)$$

Équation 25

La contrainte axiale  $\sigma_1$  et la contrainte de confinement  $\sigma_3$  pour la détermination de  $p$  et  $q$  sont déterminées à partir des essais triaxiaux.

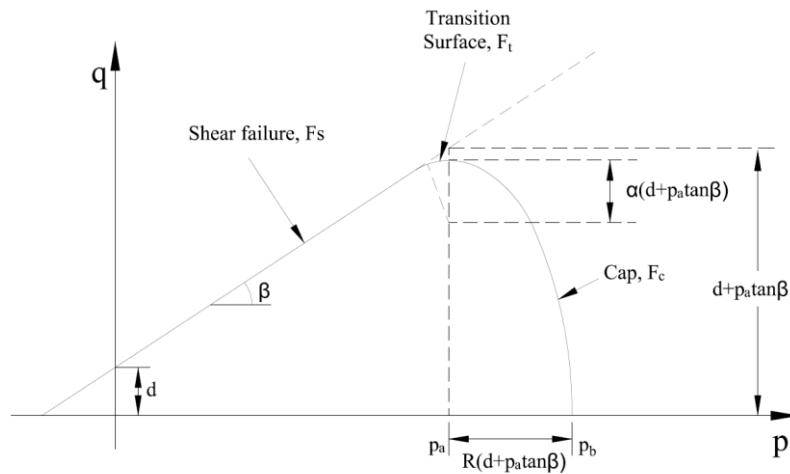


Figure 3.3: Modèle typique de Drucker-Prager, adapté de ABAQUS/Explicit User's Manual

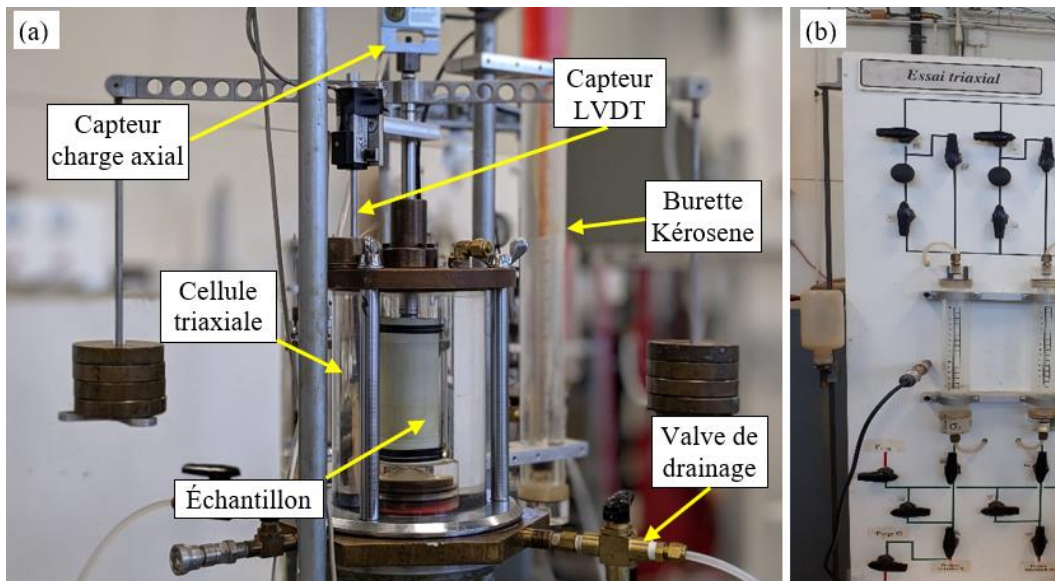
Ainsi, ce projet vise également à trouver une corrélation qui permette d'analyser les propriétés mécaniques à partir des résultats obtenus dans le simulateur (présenté dans la *section 4.4*) avec les paramètres de résistance obtenus dans le modèle de Drucker Prager. Pour ce faire, une série de tests triaxiaux ont été effectués.

### 3.1.3.1. Méthodologie de l'essai

Cette section présente la méthodologie adoptée pour la réalisation des essais triaxiaux lesquels serviront à déterminer les paramètres du modèle de Drucker Prager. Les conditions



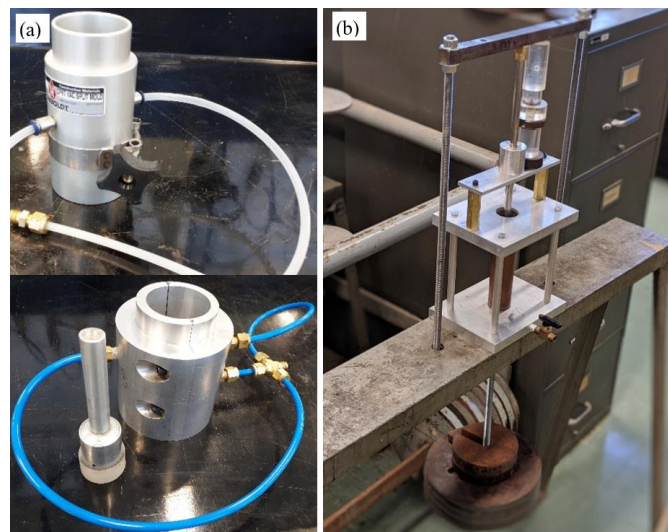
initiales des échantillons étaient égales à 90 % de la masse volumique sèche maximale et donc à 90 % de la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié. Ces valeurs ont été sélectionnées de manière appropriée pour représenter les conditions réelles de la couche supérieure du sol sous une roue dans des conditions hors-route. En outre, la valeur optimale de la teneur en eau permet d'obtenir des conditions favorables pour la préparation des échantillons. La *Figure 3.4* montre la machine triaxiale située à l'Université Laval.



**Figure 3.4: a) Machine triaxiale et b) Panneau de régulation des pressions**

La méthodologie utilisée pour la préparation des essais consolidés non drainés (CIU) est une variante de la norme ASTM D4767-112, car au lieu d'utiliser des échantillons intacts (non remaniés), il a fallu les reconstituer. Cependant, une fois atteint l'étape de saturation, la méthodologie utilisée était la même. La raison principale de la réalisation des essais CIU était de représenter le passage de la roue sur le sol, de sorte qu'il devient essentiel de ne pas laisser suffisamment de temps à la dissipation de l'excès de pression interstitielle. En général, le test triaxial comprend 4 étapes: préparation de l'échantillon, saturation, consolidation et cisaillement. La construction des échantillons pour les sols SP, SM et MO,CO a été réalisée dans un moule d'échantillonnage (*voir Figure 3.5a*) qui est connecté à une pompe à compresseur pour assurer un remplissage complet du sol dans les irrégularités entre le moule

et la membrane. Le compactage a été effectué en 6 couches afin de contrôler la densité des échantillons pour obtenir un échantillon de 2 pouces de diamètre (dimension assurée avec le diamètre du moule) et de 4 pouces de hauteur. Une fois l'échantillon préparé, le moule de l'échantillon est retiré, la cellule triaxiale est installée et remplie d'eau désaérée. La *Figure 3.5b* présente la reconstruction des échantillons dans des sols cohérents remaniés, dans ce cas le sol CH, qui doit être soumis à un pré-consolidation initiale. Dans ce but, une boue de l'échantillon doit être faite en ajoutant 2 fois la limite liquide ( $w_L=74,5\%$ ), ceci afin de fournir une homogénéité adéquate dans l'échantillon et l'élimination des particules qui peuvent influencer le comportement rhéologique tout au long de l'essai. Le poids requis de la boue a été calculé de telle sorte que la masse volumique sèche de l'échantillon à la fin de la préconsolidation soit égale à 90 % de la masse volumique sèche optimale. Une fois l'échantillon préconsolidé, à l'aide d'un système de préconsolidation approprié (voir *Figure 3.5b*), il a été retiré du moule de préconsolidation et installé dans la machine triaxiale. Par la suite, comme pour les autres échantillons, la cellule triaxiale a été installée et remplie d'eau désaérée.



**Figure 3.5: a) Moules d'échantillonnage utilisés pour préparer un échantillon cylindrique triaxial et b) moule de construction d'échantillons pré-consolidés.**

L'étape suivante pour tous les échantillons a été la saturation. En théorie, le rapport entre la variation de pression interstitielle et la variation de pression cellulaire devrait être égal ou supérieur à 0.95 lorsque la valve de drainage de l'échantillon est fermée. Cette valeur est communément appelée le paramètre  $\bar{B}$  de Skempton qui dépend du degré de saturation du sol. Pour y arriver, une contrainte effective de 10 kPa doit être maintenue entre la contrainte cellulaire appliquée et la pression interstitielle par un système de contrôle des pressions. Par la suite, l'échantillon doit être isotropiquement consolidé à une contrainte effective donnée. En théorie, les valeurs cibles appliquées comme contrainte effective moyenne étaient égales à 80, 135 et 190 kPa pour tous les échantillons de sol. Toutefois, cela a été associé à des conditions de sol spécifiques, telles que les temps de saturation et les limites de la machine triaxiale. Pour la dernière étape, c'est-à-dire le cisaillement, la valve de drainage a été fermée, et une contrainte axiale croissante a été appliquée. Le taux de déformation axiale appliquée était égal à  $0,0061^{\text{mm}}/\text{min}$ , et a été appliqué jusqu'à ce qu'une déformation axiale, égale à 14 % de la hauteur de l'échantillon à la fin de l'étape de consolidation, soit atteinte.

### 3.1.3.2. Résultats des essais triaxiaux

Le comportement typique de la contrainte déviatorique et de la pression interstitielle ainsi que le cheminement des contraintes pour chaque échantillon (SP, SM, CH et MO,CO) sont présentés dans les sections suivantes.

Dans un premier temps, comme l'explique la méthodologie ASTM D4767 du test triaxial, le paramètre  $\bar{B}$  doit être égal ou supérieur à 0,95, ce qui signifie en d'autres termes que l'échantillon est pratiquement saturé. Toutefois, le degré de saturation à la fin des étapes de saturation était égal à 92 % pour le sol SP, 99 % pour le sol SM, 99 % pour le sol CH et 96 % pour le sol MO,CO. Cependant, malgré le fait que les échantillons n'étaient pas parfaitement saturés, les résultats triaxiaux ont été traités comme si les échantillons étaient saturés, et les éventuelles erreurs associées ont été considérées comme négligeables.

Grâce aux outils placés sur la machine triaxiale (voir *Figure 3.4*), il est possible d'observer les changements volumétriques par le biais de la burette à kérosène, en plus des changements de la force axiale et de la pression interstitielle pendant le processus de rupture de l'échantillon.

### **Paramètres de cisaillement**

Le comportement des sols peut être représenté par deux concepts principaux, la contrainte appliquée et la pression interstitielle. Ceux-ci permettent un suivi tout au long de l'essai triaxial dans lequel le sol passe par un état limite et par un état critique, comportements typiques d'un matériau. Dans un premier temps, pour obtenir la surface de cisaillement du modèle MDP, il a été fondamental de représenter sur la *Figure 3.6* la déformation axiale (à partir du capteur LVDT<sup>1</sup>) en fonction de la contrainte déviatorique (différence entre la contrainte axiale et la contrainte cellulaire). Deuxièmement, il était également nécessaire de représenter la pression interstitielle en fonction de la déformation de l'échantillon (voir *Figure 3.7*). Les sols ont été cisailés à trois pressions de consolidation différentes ( 80 kPa, 135 kPa et 190 kPa,) à l'exception de l'argile qui a été cisailée à des pressions de consolidation de 20 kPa, 40 kPa et 80kPa en raison de sa perméabilité. Plus la charge de consolidation est élevée, plus la perméabilité est importante et donc plus la phase de consolidation sera lente. Ainsi, les fortes contraintes de consolidation sur l'argile pourraient engendrer de longues périodes de consolidation.

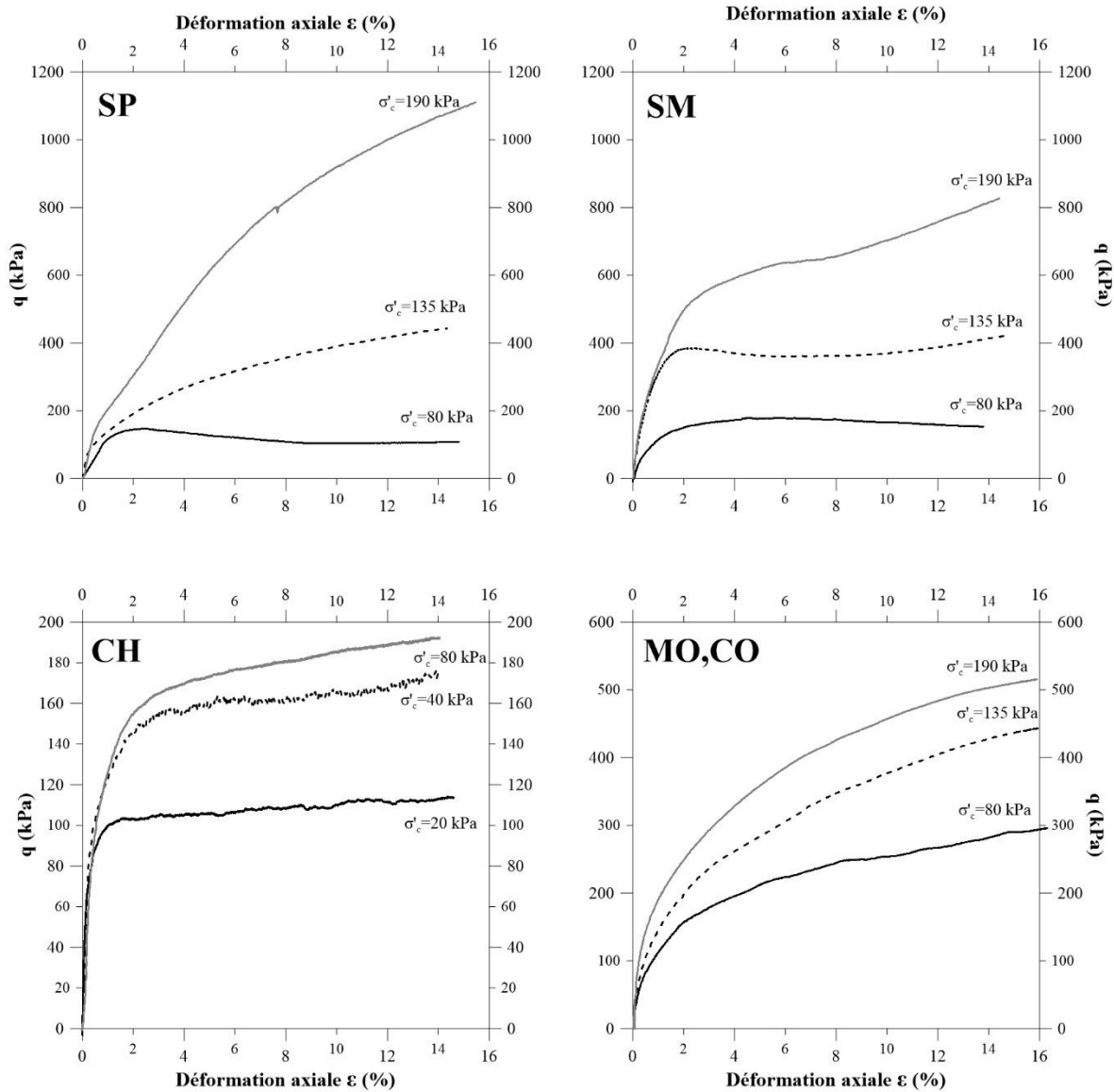
Toutefois, le comportement élastoplastique des sols est mis en évidence par la *Figure 3.6*, dans laquelle la contrainte déviatorique augmente à grande vitesse pour de faibles niveaux

---

<sup>1</sup> Relation entre le changement de hauteur axiale et la hauteur initiale de l'échantillon

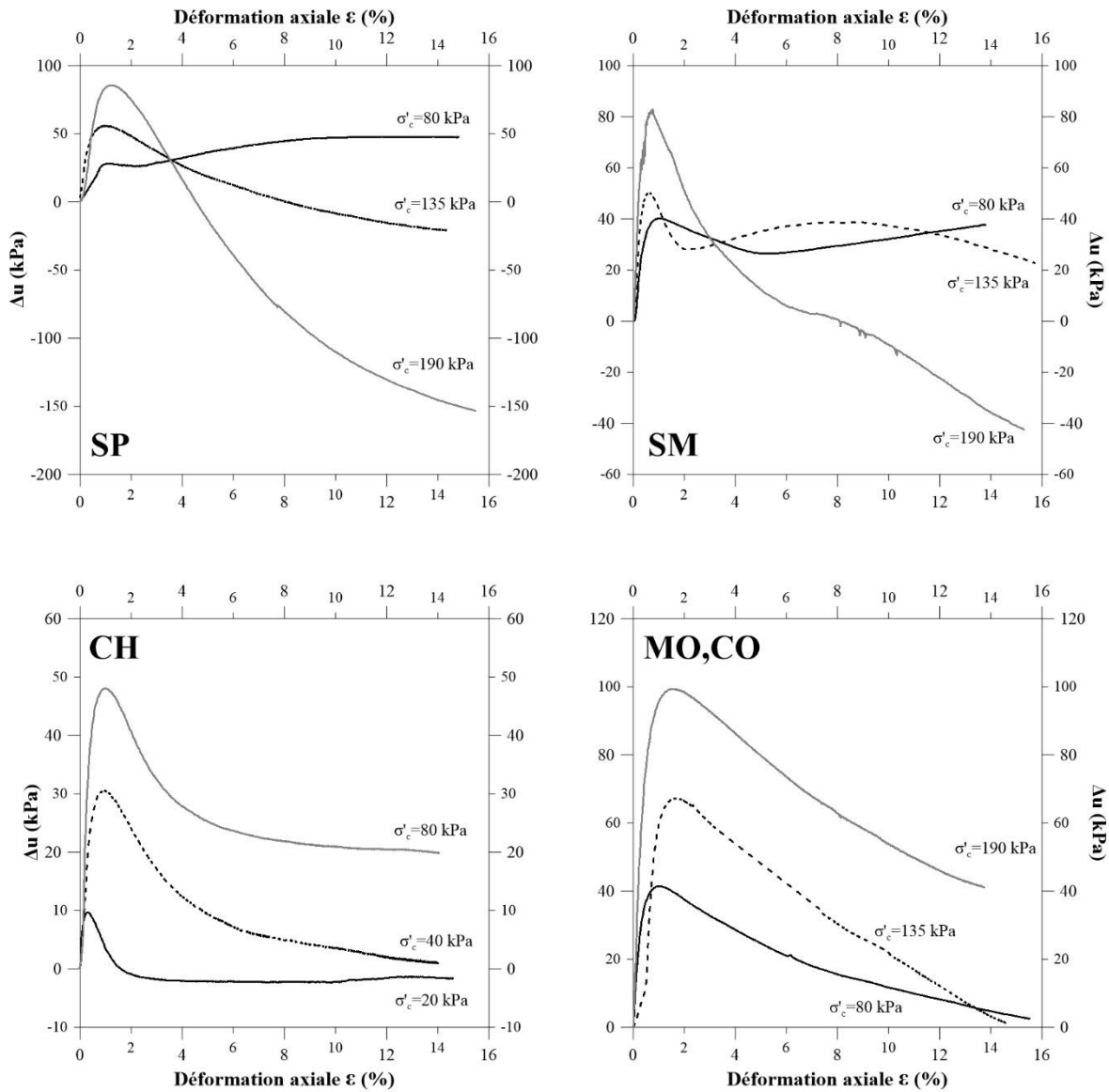
de déformation. Ce comportement des matériaux est communément appelé comportement élastique et se retrouve pour les sols SP, SM, CH et CO,MO à des déformations inférieures à 2,0 %. Mais à fur et à mesure que le test se poursuit, les échantillons accumulent des déformations qui entraînent une augmentation de la résistance, mais à un taux plus lent.

Le module d'élasticité  $E_0$  et le module sécant  $E_{50}$  (module d'élasticité obtenu en traçant une ligne sécante à 50% de la contrainte de déformation ultime) étaient égaux à  $\approx 33$  kPa et 15 kPa pour le sol SP,  $\approx 46$  kPa et 29 kPa pour le sol SM,  $\approx 196$  kPa et 37 kPa pour le sol CH et  $\approx 121$  kPa et  $\approx 10$  kPa pour le sol MO,CO.



**Figure 3.6: Variation de la contrainte déviatorique avec déformation axiale à plusieurs contraintes de consolidation**

D'autre part, les pressions interstitielles présentées dans la *Figure 3.7* montrent qu'au début du processus de cisaillement, tous les échantillons présentent une augmentation de la pression interstitielle jusqu'à atteindre une valeur maximale associée à des déformations comprises entre 0,5 et 2,0 %. Ensuite, la pression interstitielle commence à diminuer dans certains cas.



**Figure 3.7: Variation de la pression interstitielle avec la déformation axiale à plusieurs contraintes de consolidation**

De manière générale, à partir de la *Figure 3.6* pour les sols SP, SM et MO,CO, il est possible d'observer une réponse qualitative de la contrainte par rapport à la déformation dans les sols pulvérisés soumis à une charge de déflexion. En effet, il est possible d'analyser que les sols présentent généralement un comportement différent lorsque la pression de confinement augmente. En général, lorsque la pression de confinement est faible, le sol peut se comporter

comme un sol dense. Cela se produit dans l'échantillon SP consolidé à 80 kPa et dans l'échantillon SM consolidé à 135 kPa où un pic défini peut-être identifié. Après la rupture, les courbes de contrainte-déformation des sols denses et des sols lâches se comportent différemment. D'autre part, il est également possible de décrire la réponse typique du comportement des sols en observant la trajectoire de la pression interstitielle. Habituellement, les sols denses ont tendance à se dilater après une petite contraction, ce qui génère des pressions interstitielles négatives. D'autre part, comme il n'y avait pas de pic défini dans les échantillons consolidés à 20 kPa, 40 kPa et 80kPa dans l'argile, ceux-ci ont été catalogués comme des argiles normalement consolidées, atteignant un état critique à grande déformation.

### **Cheminement des contraintes**

Comme le cercle de Mohr, le modèle MDP permet de représenter l'état des contraintes dans un système de coordonnées  $p'/q$ . Dans ce diagramme, la trajectoire des contraintes pour chaque échantillon a été représentée. Il a également été possible d'évaluer l'enveloppe de rupture et la cohésion pour chaque sol. Sur les graphiques présentés dans la *Figure 3.8*, il est possible d'observer que tous les échantillons (SP, SM, CH et MO,CO) suivent un chemin vers leur état critique respectif. En reliant ces états critiques du sol par une ligne droite, une l'enveloppe de rupture est obtenue. Dans ces graphiques, l'interception de cette enveloppe avec le modèle MDP ( $p'$ ,  $q$ ) définit la valeur de la cohésion ( $d$ ). D'autre part, l'angle que forme cette enveloppe par rapport à l'horizontale ( $\beta$ ) est calculé à partir de l'équation 26 laquelle est une fonction de l'angle de frottement interne du matériau ( $\phi'$ ) dérivé du critère de Mohr-Coulomb.

$$\tan\beta = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

**Équation 26**



Au départ, la contrainte moyenne  $p'$  sur le cheminement des contraintes a tendance à être constante pour tous les échantillons avec l'augmentation de la contrainte déviatorique  $q$ . Ensuite, la légère diminution de  $p'$  lorsque  $q$  poursuit son augmentation montre le comportement de contraction initiale que subissent les échantillons. Cependant, lorsque la contrainte moyenne  $p'$  atteint le point minimum, les échantillons expérimentent un changement de comportement (contraction à dilatation) tandis que l'augmentation de la contrainte déviatorique se poursuit en parallèle avec l'augmentation de la contrainte moyenne. Cette dilatation dans tous les sols se propage jusqu'à ce que la valeur de la résistance maximale soit atteinte pour chacune des pressions de consolidation. Il est important de souligner que les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux dans l'argile peuvent être soumis à des modifications. En collaboration avec le groupe de recherche géotechnique de l'Université Laval, un ensemble de tests a été réalisé afin de comprendre le comportement des quatre sols étudiés. Vu que les résultats obtenus pour le sol CH n'étaient pas stables, il a été décidé d'effectuer des tests de confirmation à des pressions de confinement égales et supérieures à celles indiquées dans la *Figure 3.7*. En théorie, plus la pression de confinement est élevée, plus la contrainte déviatorique est importante. Cependant, cette affirmation n'est pas toujours respectée après l'analyse des données initiales. De sorte que les variations entre la contrainte déviatorique ainsi que les variations de la pression interstitielle, lors des essais supplémentaires, pourraient générer un changement dans l'enveloppe de rupture, la trajectoire de la contrainte et donc la détermination de la cohésion du sol et le module d'élasticité calculé. L'enveloppe de rupture  $\beta$  et la cohésion  $d$  de chaque sol sont présentées dans la *Figure 3.8*. L'échantillon qui présentait la plus petite enveloppe de rupture était le sol MO, CO rapportant, par rapport à l'horizontale, un angle de  $56,22^\circ$  ( $\phi=37,37^\circ$ ) et une cohésion de 25,84kPa. D'autre part, l'échantillon SP a rapporté un  $\beta$  de  $56,40^\circ$  ( $\phi=37,62^\circ$ ) et une cohésion  $d$  de 0kPa. L'enveloppe d'argile était de  $58,19^\circ$  ( $\phi=40,31^\circ$ ) et a montré une cohésion plus faible que le sol organique mais plus forte que l'échantillon SM. Enfin, l'échantillon SM ayant une faible cohésion (4,59 kPa) a présenté l'enveloppe de rupture la plus prononcée, indiquant un angle de  $58,43^\circ$  ( $\phi=40,68^\circ$ ).

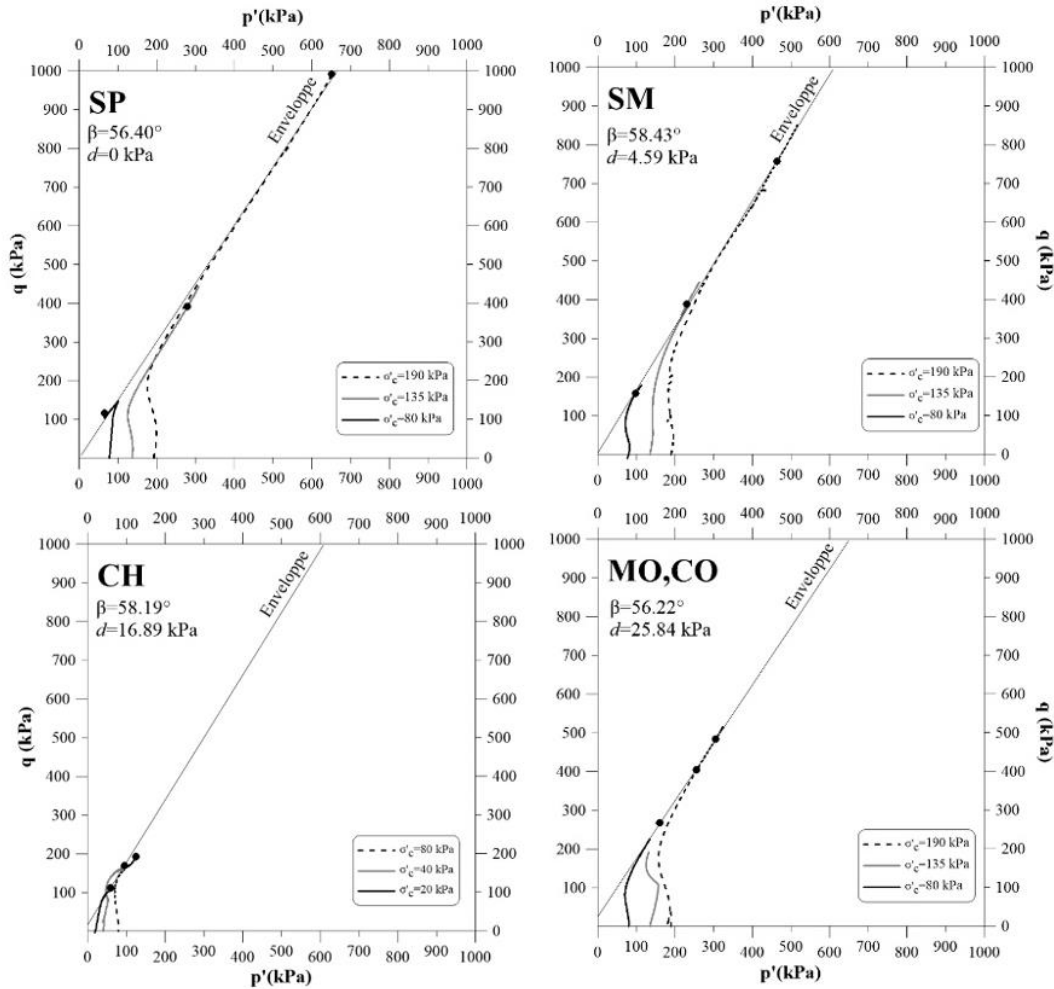






Figure 3.8: Cheminement des contraintes à plusieurs contraintes de consolidation

### 3.2. Résumé des essais de caractérisation

Le *Tableau 3.2* présente un résumé des essais de caractérisation réalisés sur les sols SP, SM, CH et MO,CO, qui ont permis de comprendre le comportement physique et mécanique de chacun d'eux. Certains de ces résultats ont permis de poursuivre le projet dans la phase expérimentale présentée au *Chapitre 4*. La liste des enregistrements effectués pour chaque test de caractérisation est présentée à *l'annexe A*. Dans *l'annexe B*, il est également possible d'observer la résistance maximale et résiduelle obtenues des essais triaxiaux effectués ainsi que les moyennes du module d'élasticité et du module sécant de chaque échantillon consolidé.

**Tableau 3.2 Résumé des résultats des essais de caractérisation**

Description visuelle des sols											
(1)		Sol sableux, contenant quelques grains de gravier. Marron clair, sans odeur	(2)		Sol sableux, contenant quelques grains de gravier et de petites quantités d'agrégats. Marron clair, sans odeur	(3)		Argile, très collante. Gris foncé, sans odeur	(4)		Sol organique, contenant des racines de plantes, du sable et de petites quantités d'agrégats. Odeur organique, marron très foncé
Caractérisation physique des sols											
Échantillon	Granulométrie				Limites d'Atterberg		Densité relative des sols	Valeur au bleu de méthylène et surface spécifique			
	Gravier (%) >5 mm	Sable (%) <5 mm and >80 µm	Silt et Argile (%) <80 µm	Particules inférieures à 2 mm (%)	LL (%)	LP(%)	Gs	BV (g-blue/100 g-soil)	Ss (m <sup>2</sup> /g)		
1 (SP)	2.4	93.4	4.3	0	25.5	-	2.707	0.067	1.4		
2 (SM)	14.3	63.3	22.4	1.9	18.8	-	2.735	0.068	1.4		
3 (CH)	0	0	100	75.9	74.5	25.3	2.789	4.875	102		
4 (MO,CO)	4.3	73.2	22.5	-	27	-	2.66	0.52	10.9		
Caractérisation mécanique des sols											
Échantillon	Proctor modifié		California Bearing Ratio (CBR)		Compression triaxiale						
	Densité sèche maximale (kg/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau optimale (%)	CBR <sub>0.1''</sub> (%)	CBR <sub>0.2''</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	E <sub>0</sub> /E <sub>50</sub> (MPa)	d (kPa)	β (deg)	φ' (deg)		
1 (SP)	1857	10	54.4	34.9	1671	32.67 / 15.67	0	56.4	37.62		
2 (SM)	2177	5.5	32	30	1959	46.06 / 29.00	4.59	58.43	40.68		
3 (CH)	1585	26	8.8	7.2	1269	46.76 / 31.00	16.89	58.19	40.31		
4 (MO,CO)	1860	10	2.3	2	1674	38.76 / 10.33	25.84	56.22	37.37		

## **CHAPITRE 4. EXPÉRIMENTATION EN SIMULATEUR À CHARGE ROULANTE**

Le simulateur de charge roulante est un autre appareil dont dispose à l'Université Laval qui permet de documenter, mais de manière empirique, le comportement en déformation permanente et réversible des sols. Contrairement au test triaxial, celui-ci consiste à recréer un échantillon dans une fosse représentant autant que possible les conditions rencontrées in situ. Ces tests ont également permis d'analyser les sols d'un autre point de vue, pouvant ainsi prendre en compte l'effet de la rotation des contraintes sur les sols lors du passage des roues d'un véhicule hors-route.

La méthode utilisée pour la densification des sols a été la même que celle utilisée dans les tests triaxiaux pour tous les échantillons. D'autre part, afin de recréer des charges similaires à celles d'un véhicule hors-route, une calibration du simulateur était nécessaire. Les sections suivantes traiteront par conséquent tous les aspects de la calibration, de la méthodologie et de la présentation des résultats pour chacun des sols testés.

### ***4.1. Description de l'équipement***

Le simulateur à charge roulante de l'Université Laval, présenté dans la *Figure 4.1*, a été mis en service en 2008. Ce système innovant dans le domaine de l'ingénierie routière est composé d'un système d'application de charge par un ballon de suspension au-dessus d'un pneu (voir *Figure 4.2a*), qui a la possibilité de se déplacer sur un échantillon préalablement construit dans une fosse grâce à des poutres placées transversalement et longitudinalement. La *Figure 4.2b* montre le panneau de contrôle de la pression du système, sur lequel la pression du ballon ainsi que la pression du pneu peuvent être ajustées.

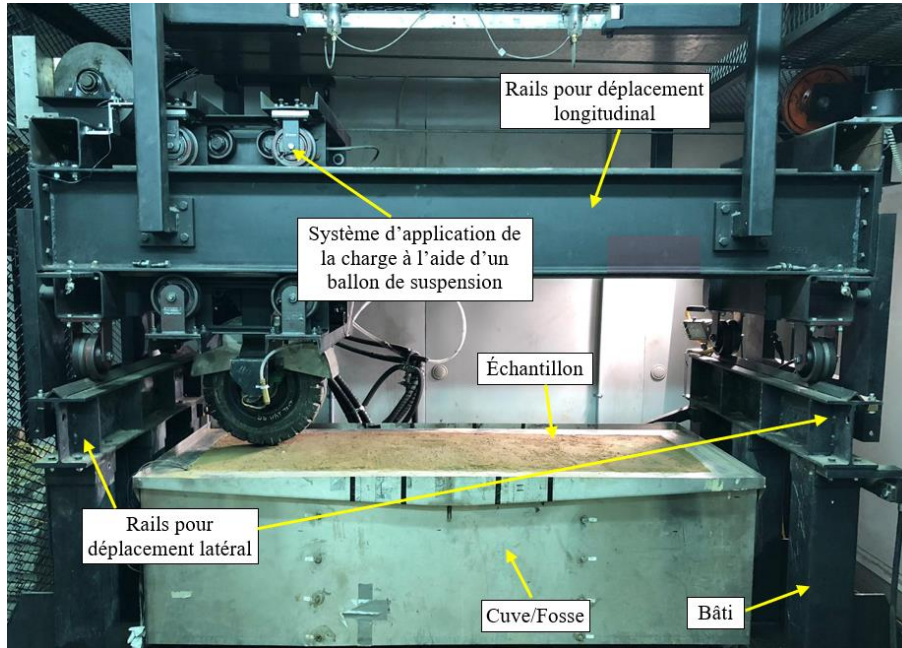


Figure 4.1: Photo de l'appareil

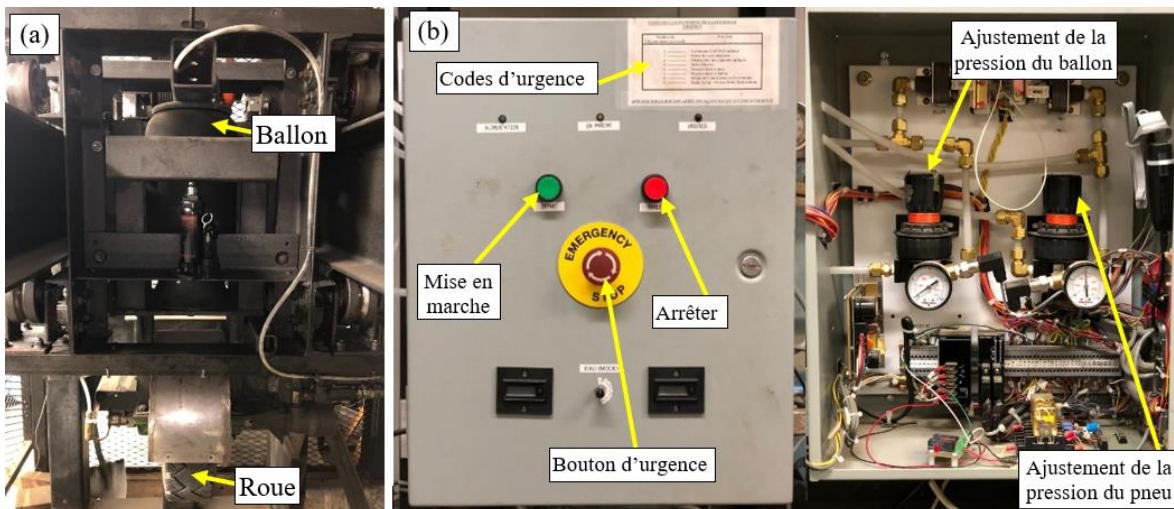
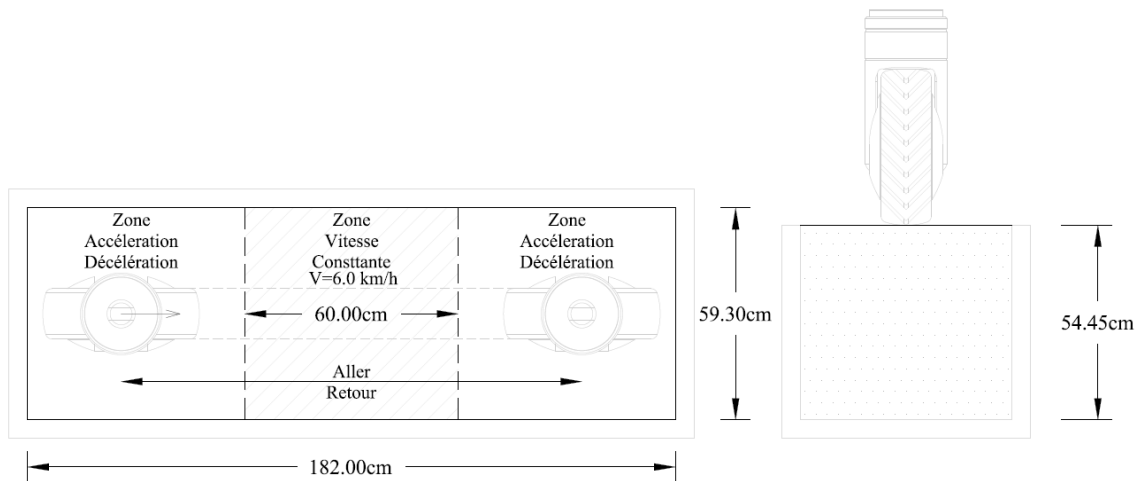


Figure 4.2: a) Système d'application de charge et b) Panneau de contrôle extérieur et intérieur

L'extérieur du simulateur mesure 275 cm de long, 250 cm de haut et 125 m de large. Le déplacement longitudinal de la roue est effectué sur un échantillon de 182 cm de long, 54,40 cm de haut et 59,30 cm de large. Afin de représenter la distribution typique de passage d'une roue, il est nécessaire de recréer une loi normale. Par conséquent, dans la *Figure 4.3*, le système démarre à une vitesse de 0km/h qui augmente progressivement jusqu'à atteindre une

vitesse de 6,0km/m. Cette vitesse est conservée sur 60 cm et une fois cette zone dépassée, le système décélère sur les 60 cm suivants jusqu'à atteindre une vitesse de 0 km/h. De cette façon, un cycle est complété (aller) et s'effectue en environ 1,5 secondes.



**Figure 4.3: Dimensions internes de la fosse et Zones de vitesse**

## 4.2. Calibration

Afin de procéder aux tests expérimentaux, il était essentiel de calibrer la pression que le ballon devait exercer sur le pneu. La *Figure 4.4* montre le montage utilisé pour la calibration, dans lequel le pneu est mis en contact avec la surface d'une balance dans le but de mesurer la masse induite par le système. Une fois la masse enregistrée, le calcul de la charge axiale ( $Q$ ) est effectué, qui n'est que le produit entre la masse ( $M$ ) et la gravité ( $g$ ). Ce processus a été réalisé pour une large gamme de valeurs de pression du ballon permettant d'établir une corrélation linéaire avec la charge axiale.

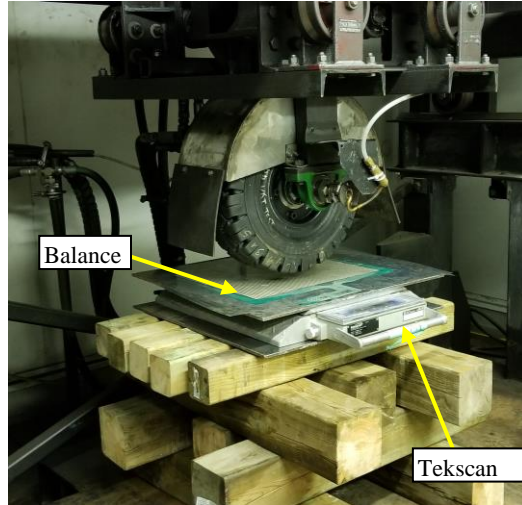


Figure 4.4: Pèse-roue pour mesure de charge appliquée

Au fur et à mesure que la charge axiale augmente, la surface de contact du pneu augmente parallèlement. De sorte que la contrainte appliquée ou autrement dit Pression de contact ( $P_c$ ) sur le sol dépend de l’empreinte de la roue ( $A$ ) et de la charge transmise ( $Q$ ). Cette analyse, illustrée par la *Figure 4.5*, est effectuée à partir des cartographies de pression de contact enregistrées électroniquement.

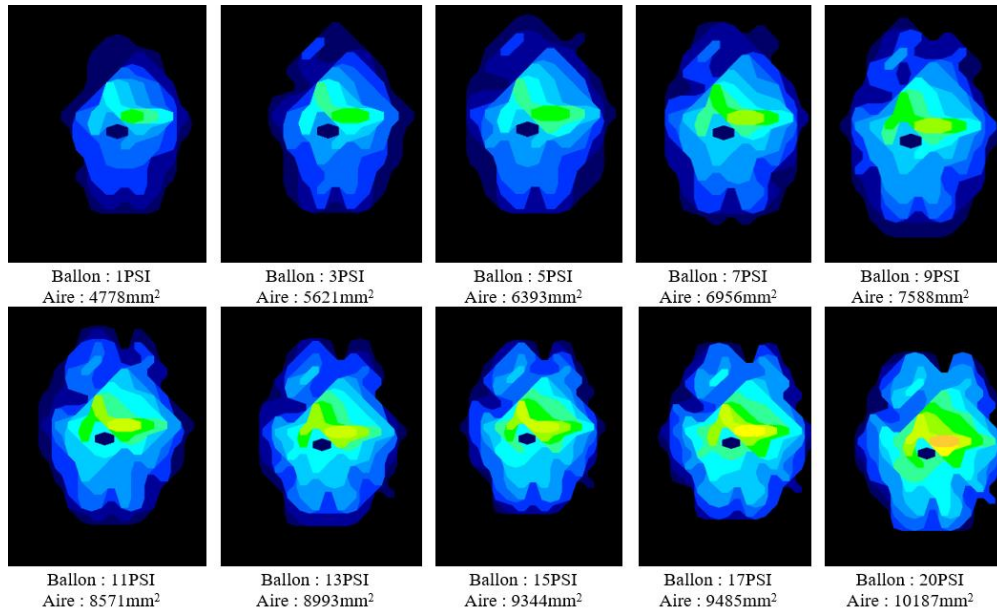
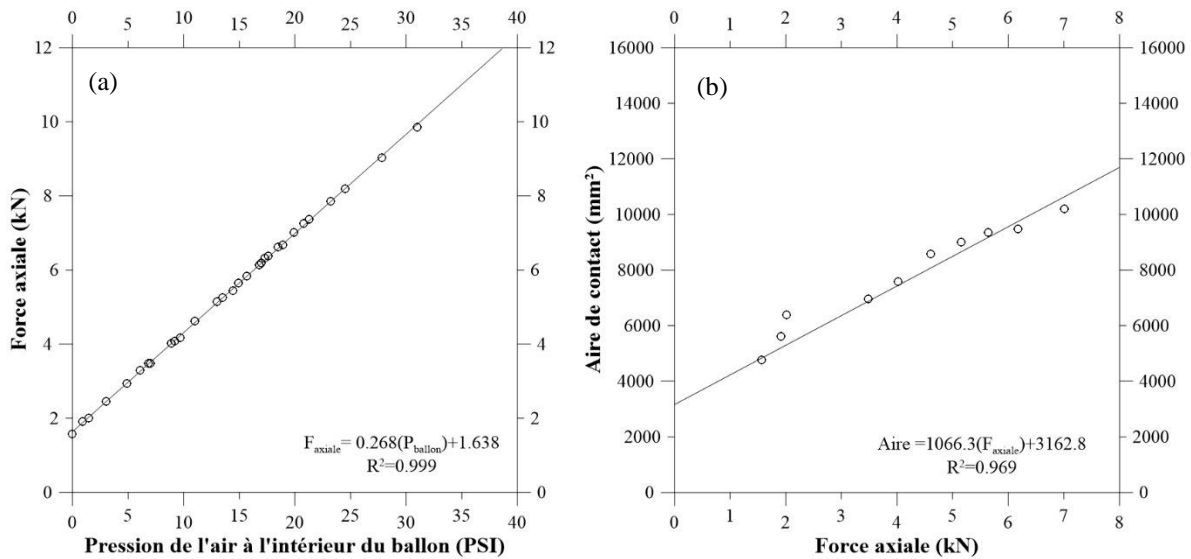


Figure 4.5: Tekscan : empreintes de pneu en fonction de la charge axiale

La courbe de calibration de la force axiale en fonction de la pression d'air à l'intérieur du ballon est présentée à la *Figure 4.6a*. En utilisant les forces axiales et les valeurs de la surface de contact associées à la pression de chaque ballon, il a été possible d'obtenir la relation entre la force axiale du ballon et la pression de contact moyenne entre la roue et le capteur (*Figure 4.6b*).



**Figure 4.6: Variation de la force axiale avec a) Pression du ballon et b) Aire de contact**

En plus de la calibration du système, cette méthode permet d'ajuster le système pour les pressions de contact typiques qu'un pneu agricole exerce sur le sol<sup>2</sup>. Ainsi, 4 types de pressions de contact ( $P_c$ ) ont été sélectionnés égaux à 0, 3, 6 et 10 PSI ce qui correspond respectivement à 0,33, 0,42, 0,49 et 0,56MPa des  $P_c$  entre le pneu et le sol.

<sup>2</sup> Valeurs cohérentes par rapport aux valeurs fournies par Camso



### 4.3. *Méthodologie de l'essai*

La *section 4.3.1* présente la méthodologie adoptée pour la réalisation des essais dans le simulateur routier, laquelle comprend la préparation de l'échantillon, l'instrumentation installée pour la collecte des données et les mesures initiales sur l'échantillon.

#### 4.3.1. *Préparation de l'échantillon*

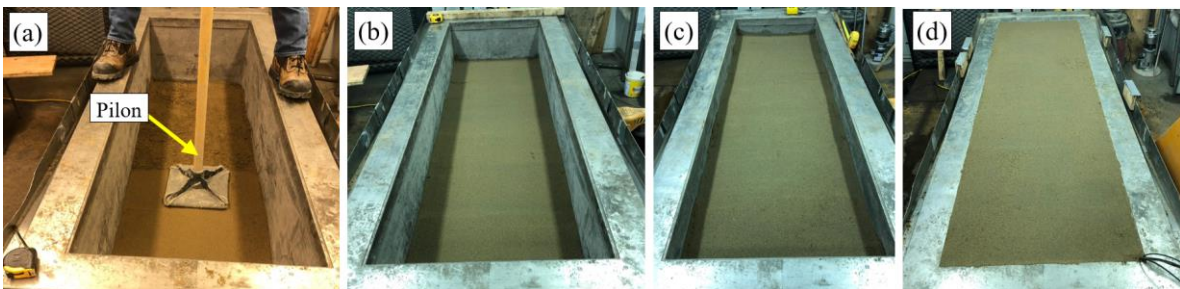
Pour la construction de l'échantillon dans la fosse, la procédure suivie a été la même pour chaque sol étudié pour chaque sol étudié. Dans un premier temps, pour la construction de l'échantillon dans la fosse, les valeurs de la masse volumique sèche et de la teneur en eau présentées dans le *Tableau 3.2* doivent être prises en compte. À l'instar des essais triaxiaux, tous les échantillons ont été réalisés à 90 % de la masse volumique sèche maximale obtenue de l'essai Proctor. Tel qu'indiqué sur la *Figure 4.3*, la profondeur interne de la fosse est égale à 54,45 cm, de sorte que la construction de l'échantillon a été divisée en quatre couches de même épaisseur. Le calcul de la masse de chaque couche doit tenir compte de la longueur et de la largeur de la fosse (182 et 59,30 cm) puisque la profondeur est régie par le nombre de couches à construire, dans ce cas  $\frac{1}{4}$  de la profondeur intérieure de la fosse.

La *Figure 4.7* montre les étapes de préparation que chaque couche. Ces étapes prennent en compte la prise de la teneur en eau initiale de l'échantillon, la quantité d'eau à ajouter en fonction de la teneur en eau enregistrée et la distribution homogène du sol une fois que l'eau a été ajoutée. Enfin, avant de procéder au remplissage de la fosse, il est pertinent de prélever un échantillon final pour calculer la teneur en eau finale de la couche en préparation, de cette façon un contrôle complet de la construction de la fosse dans son ensemble sera exercé.



**Figure 4.7: Préparation de la couche SP pour les essais sur simulateur a) Échantillon initial , b) Ajout d'eau pour atteindre la teneur en eau visée et c) Mélange homogène du sol SP et obtention de la teneur en eau finale de la couche.**

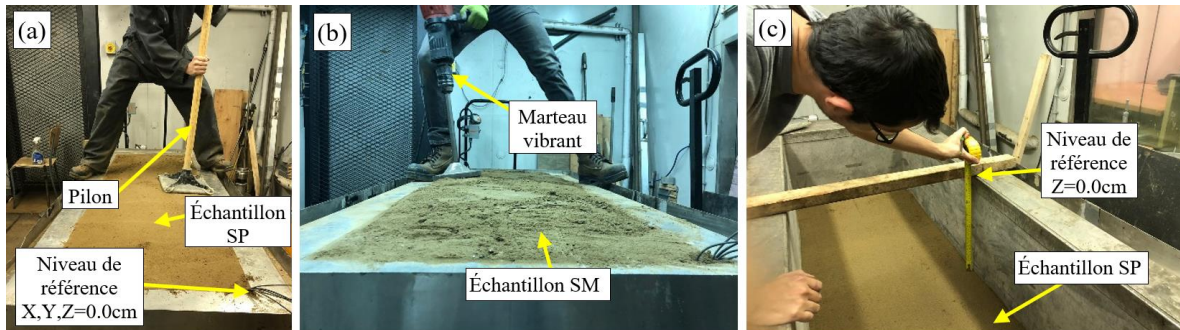
Une fois que la préparation de la couche dans le conteneur métallique est effectuée, le sol mélangé est installé dans la fosse. La *Figure 4.8* montre le processus de construction de l'échantillon, qui doit être formé en quatre couches successives de 13,62 cm compactées. Pour obtenir une densité d'installation uniforme dans toute la fosse, proche de la valeur cible, le compactage doit être effectué à l'aide d'un pilon métallique (voir *Figure 4.9a*) et, dans le cas des sols plus résistants, une plaque circulaire fixée à un marteau électrique peut être utilisée (voir *Figure 4.9b*).



**Figure 4.8: Compactage du sol SP dans la fosse a) première couche, b) deuxième couche, c) troisième couche et (d) quatrième couche**

En vue d'obtenir des couches plus uniformes, avant le compactage, le sol doit être étalé de manière régulière dans le but de distribuer et ultérieurement densifier le sol de manière uniforme dans la fosse. Cependant, pendant et après le compactage, les profondeurs obtenues doivent être enregistrées pour maintenir un contrôle constant de l'épaisseur de la couche. Pour

ce faire, il est nécessaire de réaliser une matrice des profondeurs en prenant comme référence le coin supérieur droit de la fosse avec les coordonnées  $(X_0, Y_0, Z_0)$ . La *Figure 4.9* illustre le niveau de référence et le processus de mesure des profondeurs.

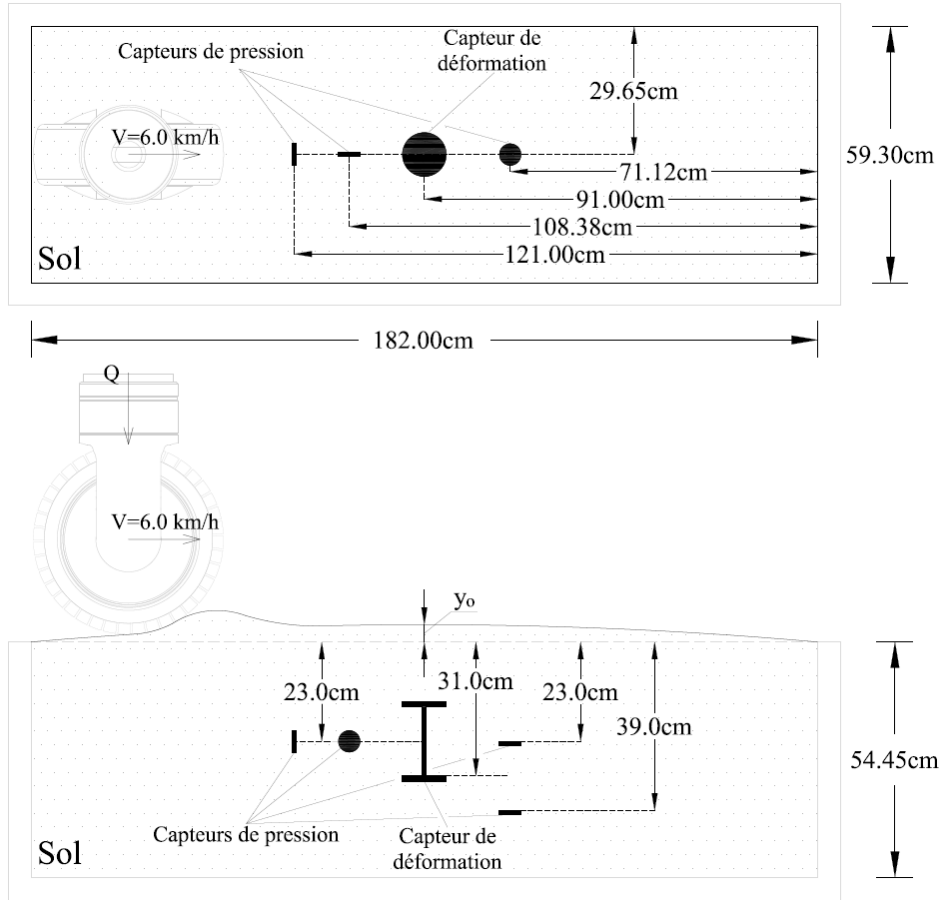


**Figure 4.9:** a) Mise en place du sol SP avec Pilon électrique, b) Mise en place du sol SM avec Marteau vibrant et c) Nivellement du sol

#### 4.3.2. Instrumentation

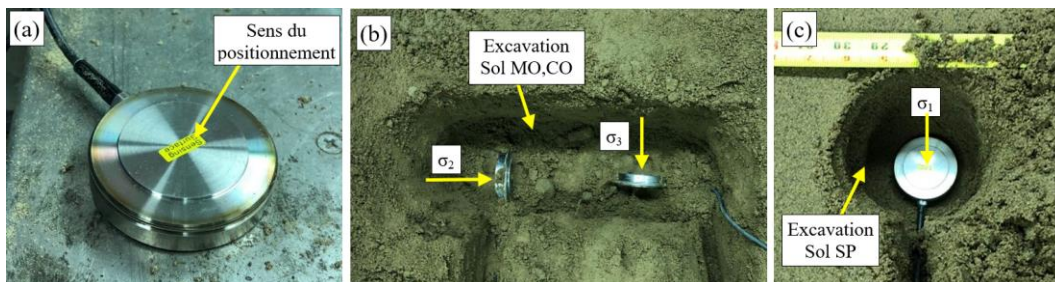
Des instruments ont été placés dans le corps du sol afin de mesurer les contraintes verticales et horizontales ainsi que les déformations verticales permanentes et réversibles des sols étudiés.

La *Figure 4.10* montre un schéma de l'ensemble des instruments placés dans l'échantillon. Le premier d'entre eux, une jauge de pression du sol, est un instrument fabriqué par la compagnie *Tokyo Measuring Instruments Lab.* (TML). Un total de 4 capteurs de pression ont été installés en différentes positions et directions. Le deuxième instrument, utilisé et produit par Opsens solutions, est le capteur de déplacement à fibre optique (ODP-A). Cet outil, couramment utilisé en génie civil, fournit le déplacement vertical du sol placé entre les deux anneaux (voir tableau 4.7). Il est à noter que l'extérieur du capteur a été fabriqué à l'Université Laval par l'équipe de recherche en géotechnique routière.



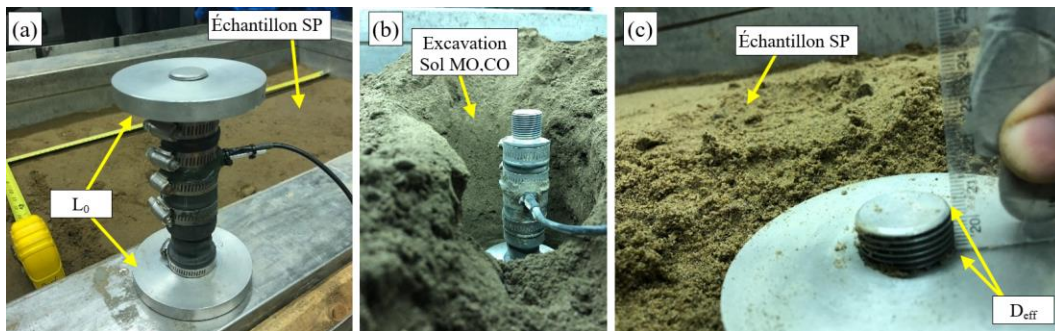
**Figure 4.10: Localisation des capteurs en plan et en profil**

Les *Figure 4.11* et *Figure 4.12* présentent des photos des capteurs ainsi que l'excavation requise pour leur localisation ultérieure. En général, chacun de ceux-ci a été installé au fur et à mesure de l'avancement de la construction de la fosse.



**Figure 4.11: Jauge de pression a) Photographie du capteur, b) Localisation des Contraintes horizontales et c) Localisation des Contraintes verticales**

Par exemple, deux jauges mesurent les pressions verticales. La première,  $\sigma_{1Top}$ , située à une profondeur de 24cm par rapport à  $Z_0$  est mise en place à la fin de la construction de la deuxième couche. La seconde,  $\sigma_{1Bottom}$ , est placée lors de la formation de la troisième couche à une profondeur de 40 cm. D'autre part, les centroïdes des capteurs  $\sigma_3$  et  $\sigma_2$  sont placés à une distance de 60,96 cm et 73,62 cm (respectivement du point de référence  $X_0$ ) une fois que la troisième couche est compactée pour connaître les pressions horizontales. Enfin, le capteur de déplacement vertical peut être mis en place après que la deuxième ou la troisième couche ait été densifiée. La *Figure 4.12c* montre la mesure effectuée pour déterminer la longueur réelle entre les plateaux ( $D_{eff}$ ) du capteur de déplacement. Cette longueur était considérée pour le calcul de la déformation réelle de chaque échantillon.



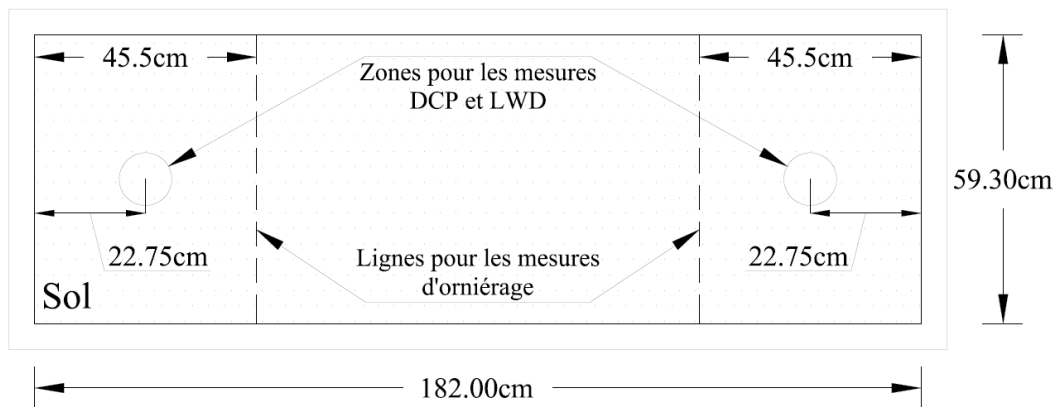
**Figure 4.12: Le capteur de déplacement à fibre optique ODP-A : a) Photographie du capteur, b) Excavation préliminaire et c) Niveau de serrage réel**

L'emplacement des capteurs correspond à différents critères : Les deux premiers concernent des paramètres spécifiques au simulateur de charge roulante. Le premier à analyser est la zone de vitesse constante le long de l'échantillon, puisque c'est dans cette zone que les pressions et les déformations seront les plus élevées (*voir Figure 4.3*). Le deuxième aspect est l'enfoncement maximal (8,0 cm) que le pneu peut atteindre à partir du point de référence  $Z_0$  (*voir Figure 4.32*). Le but était de toujours maintenir un contact entre le pneumatique-sol-capteur. Toutefois, l'épaisseur du sol entre le pneu et le capteur doit être suffisamment grande pour que le mouvement de la roue à chaque cycle ne parvienne pas aux capteurs et n'affecte pas les mesures. Le troisième et dernier aspect considéré est la représentativité des contraintes

typiques auxquelles est soumise une particule du sol ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  et  $\sigma_2$ ), de sorte que l'orientation des capteurs de pression a obéi à ce critère géotechnique (voir Figure 4.11b/c).

#### 4.3.3. Mesures IN-SITU du module d'élasticité

La Figure 4.13 présente le plan de localisation des essais à effectuer sur un échantillon de sol, lesquels tiennent compte de l'emplacement précédent des capteurs de pression et de déformation. Chaque échantillon construit a nécessité au minimum de 1 essai de déflectomètre portable (LWD) et 1 essai de pénétration à cône dynamique (DCP). Ces essais ont été effectués conformément aux dispositions établies par l'ASTM- D4694 (2015) *Standard Test Methods for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device* et l' ASTM- D6951/D6951M (2018) *Standard Test Methods for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications* respectivement.



**Figure 4.13: Localisation des mesures initiales du module d'élasticité et de l'ornièrre dans le sol**

La valeur du module d'élasticité de chaque échantillon a été mesurée à l'aide du déflectomètre portable (LWD) une fois que la construction de l'échantillon a été effectuée (préparation de l'échantillon et emplacement des instruments). La Figure 4.14 montre l'instrumentation utilisée pour l'essai LWD. Cette méthodologie, basée sur la théorie de Boussinesq, consiste

à laisser tomber une masse d'une certaine hauteur sur une plaque circulaire de chargement (75mm de rayon ( $a$ ) pour cette étude). Cette contrainte en surface génère une déflexion dans le sol ( $d_0$ ) et permettra de déterminer le module d'élasticité ( $E_{LWD}$ ) à partir de l'équation 21. Afin d'effectuer le test sur un côté de la fosse et de mettre le dispositif en contact avec le sol, il a été nécessaire de faire tomber la masse du système à une distance donnée. Cette opération a été effectuée trois fois sans sauvegarder les valeurs dans l'ordinateur Trimble du LWD. Par la suite, 3 chutes supplémentaires étaient effectuées, mais cette fois, les données étaient conservées. Une fois cette étape complétée, une procédure identique est effectuée pour une hauteur différente de celle déjà réalisée, en enregistrant 3 valeurs supplémentaires du module d'élasticité.



Figure 4.14: Déflexomètre portable (LWD) et Zones pour les mesures sur l'échantillon MO,CO

De sorte que le résultat final du module d'élasticité pour chaque sol, présenté à l'annexe B, correspond à la moyenne des 12 tests effectués (6 pour chaque côté de la fosse). Le *Tableau 4.1* indique, en plus de l'emplacement de la mesure sur l'échantillon, la déflexion mesurée sous la plaque ( $d_o$ ), la contrainte appliquée ( $\sigma_o$ ), le module d'élasticité ( $E_{LWD}$ ), le module d'élasticité moyenne ( $E_{LWD}$  moy) et l'écart typique désigné dans ce document comme É-T.

**Tableau 4.1 Exemple de résultats sur un échantillon de sol SP au déflectomètre portable**

Essai	X(cm)	Y(cm)	Z(cm)	$d_o$ ( $\mu$ m)	$\sigma_o$ (kPa)	$E_{LWD}$ (MPa)	$E_{LWD}$ (moy) (MPa)	$E_{LWD}$ (É-T) (MPa)
Première				646.47	225.04	30.546		
				595.94	225.14	33.151		
		22.75	29.65	Surface	568.12	220.55	34.065	
					1503.6	357.43	20.859	
					1348.1	353.96	23.04	
					1249.5	354.77	24.915	32.15
Deuxième				277.88	137.25	43.342		
				399.8	204.01	44.778		
		159.25	29.65	Surface	390.82	206.36	46.33	
					1258.4	368.96	25.728	
					1072.5	370.7	30.33	
					1103.4	360.39	28.66	

Le *Tableau 4.2* présente un résumé du module d'élasticité obtenu pour chaque échantillon réalisé. La valeur finale n'est que la moyenne arithmétique des modules enregistrés.

**Tableau 4.2 Résultats des essais de caractérisation comportementale au déflectomètre portable**

Échantillon	$P_c$ (MPa)**	$E_{LWD}$ (MPa)	$E_{LWD}$ (moy) (MPa)	$E_{LWD}$ (É-T) (MPa)
SP	0.33	32.92		
	0.42	32.59		
	0.49	15.19	28.21	8.69
	0.55	32.15		
SM	0.33	63.2		
	0.42	63.56		
	0.49	75.66	66.48	6.12
	0.55	63.51		



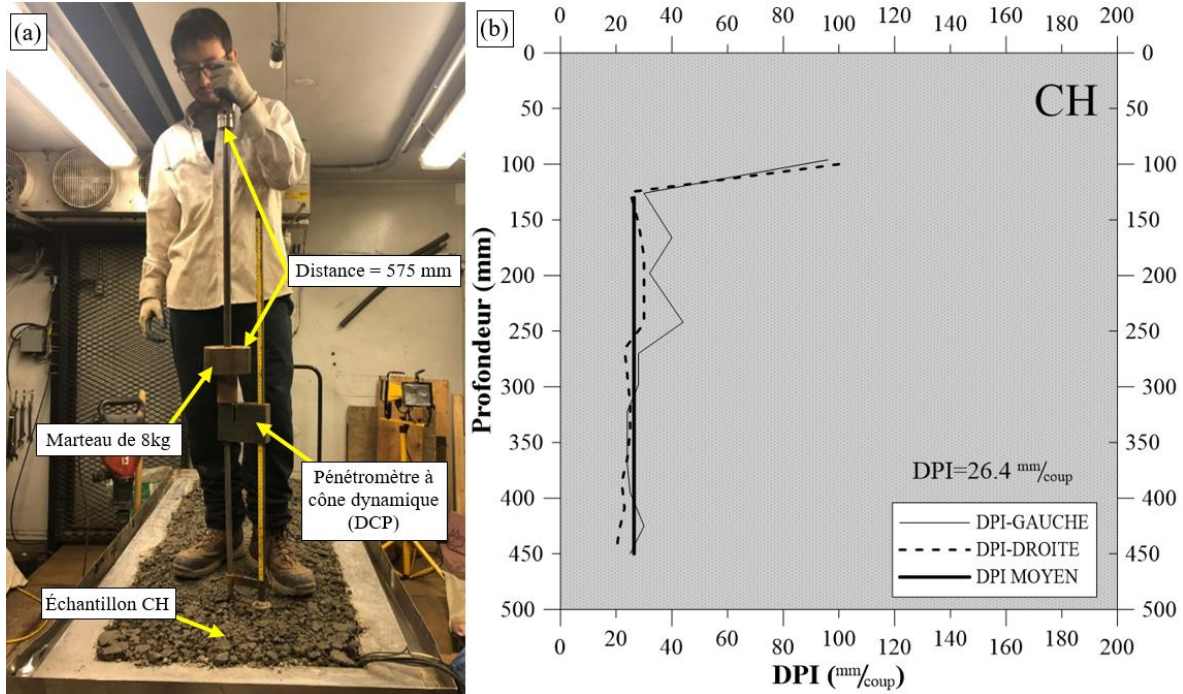
Échantillon	$P_c$ (MPa)**	$E_{LWD}$ (MPa)	$E_{LWD}$ (moy) (MPa)	$E_{LWD}$ (É-T) (MPa)
CH	0.33	*		
	0.42	21.75	18.97	2.64
	0.49	18.67		
	0.55	16.49		
0.33	16.74			
MO,CO	0.42	16.71	15.90	1.43
	0.49	14.25		
	0.55	*		

\* Ces tests n'ont pas pu être réalisés en raison de limitations de l'instrument.

\*\*La pression de contact fait référence à la pression sur la surface entre le pneu et le sol sur lequel le sol doit être testé.

De même, le module d'élasticité a été déterminé grâce à l'essai de pénétromètre à cône dynamique. Tel que présenté dans la *Figure 4.13*, le test DCP a été effectué à deux endroits différents sur l'échantillon (désignant le côté gauche comme le point le plus proche du point de référence  $X_0, Y_0, Z_0$ ). Cet essai a consisté à laisser tomber une masse de 8 kg sur un tige pour mesurer l'enfoncement de la pointe sur le sol à chaque coup. Cette mesure doit être enregistrée afin de mesurer l'indice de pénétration dynamique (DPI).

Les courbes d'indice de pénétration (DPI) en fonction de la profondeur obtenues pour chaque échantillon sont présentées à l'annexe B et la *Figure 4.15* en donne un exemple.



**Figure 4.15: a) Photographie du pénétromètre à cône dynamique (DCP) et b) Essai DCP sur l'échantillon CH**

Le calcul du module d'élasticité, présenté dans les *Tableaux 4.4* et *4.5*, a été obtenu à partir des corrélations développées par Boutet (2007). Ces corrélations mettent en relation l'indice de pénétration dynamique (DPI [mm/coup]), la limite liquide (IL [%]), la teneur en eau ( $w$ [%]) et la masse volumique sèche ( $\rho_d$  [Mg/m<sup>3</sup>]).

**Tableau 4.3 Corrélations entre le DPI et le module élastique ( $E_{LWD}$ ) (Tirée de Boutet (2008))**

	Corrélation de base	Équation
Tous les sols cohésifs	$\log(E_{LWD}) = -0.45 \times \log(DPI) + 2.52$	<b>Équation 27</b>
Tous les sols granulaires	$\log(E_{LWD}) = -0.62 \times \log(DPI) + 2.56$	<b>Équation 28</b>
	Corrélations avancées	Équation
CH	$\log(E_{LWD}) = -1.17 \times (IL^{0.25} \times \rho_d) \times \log(DPI) + 3.90$	<b>Équation 29</b>
CL et ML-CL	$\log(E_{LWD}) = -2.78 \times \log(DPI)/(IP \times \rho_d)^{0.5} + 2.82$	<b>Équation 30</b>
SP et GP	$\log(E_{LWD}) = -0.013 \times w \times \log(DPI) + 1.76$	<b>Équation 31</b>
SM, SC, SM-SC et GM	$\log(E_{LWD}) = -4.04 \times \log(DPI)/w^{0.016} + 6.65$	<b>Équation 32</b>

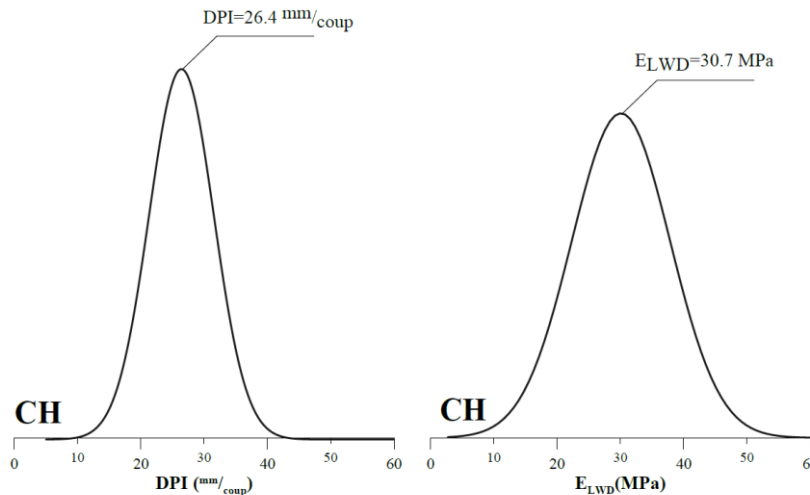
En raison de la grande variation de l'indice de pénétration et par conséquent du module d'élasticité, le calcul de la moyenne a été basé sur les connaissances statistiques de base de la

distribution normale avec subdivisions de 0.15mm/coup et 4.5MPa respectivement. À titre d'exemple, le *Tableau 4.4* présente un résumé des résultats obtenus pour le quatrième échantillon de MO,CO construit.

**Tableau 4.4** Résumé d'essai de DCP sur MO,CO

DPI (moy) (mm/coup)	DPI É-T (mm/coup)	DPI Max (mm/coup)	DPI Min (mm/coup)
26.4	5.1	44.0	20.0
Module d'élasticité à partir de <i>Tableau 4.3</i>			
ELWD (moy) (MPa)	ELWD É-T (MPa)	ELWD Max (MPa)	ELWD Min (MPa)
30.1	7.8	45.5	11.7

Le DPI et le module d'élasticité maximum et minimum doivent être pris en compte afin de développer des intervalles suffisamment détaillés pour que la distribution normale puisse être représentée. La *Figure 4.16* illustre la distribution normale en fonction du DPI et du module d'élasticité et le *Tableau 4.5* présente les valeurs trouvées pour les sols SP, SM, CH et MO,CO.



**Figure 4.16:** Calcul du DPI et du module d'élasticité selon la distribution normale

**Tableau 4.5 Résultats des essais de caractérisation comportementale au pénétromètre à cône dynamique**

Échantillon	$P_c$ (MPa)**	DPI (mm/coup)	$E_{LWD}$ (Mpa)	DPI (moy) (mm/coup)	$E_{LWD}$ †† (moy) (MPa)	$E_{LWD}$ (É-T) (MPa)
SP	0.33	60.9	57.24	110	57.20	0.03
	0.42	133.1	57.18			
	0.49	134.5	57.18			
	0.55	†	†			
SM	0.33	15.1	117.9	16	122.10	3.64
	0.42	16	124.4			
	0.49	16.5	124			
	0.55	*	*			
CH	0.33	23.6	56.3	26	39.90	11.55
	0.42	26.6	39.5			
	0.49	26	33.1			
	0.55	26.4	30.7			
MO,CO	0.33	30.8	65.3	34	65.30	0.00
	0.42	*	*			
	0.49	*	*			
	0.55	37.6	65.3			

† Le test n'a enregistré aucune valeur de pénétration puisque le tube a atteint le fond de la fosse au premier coup.

\*Ces tests n'ont pas pu être réalisés en raison de limitations de l'instrument.

\*\*La pression de contact fait référence à la pression sur la surface entre le pneu et le sol sur lequel le sol doit être testé.

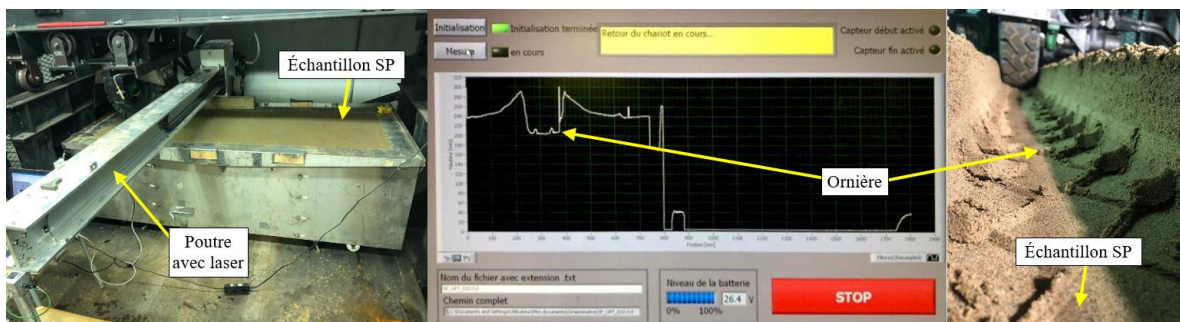
†† Module d'élasticité à partir de Tableau 4.3

#### 4.3.4. Chargement cyclique : Essais d'endommagement

Après la mise en place de la dernière couche de sol, chacun des échantillons a été placé sous le simulateur pour y subir des cycles de chargement. Il est important de souligner que 4 niveaux de  $P_c$  ont été analysés (0,33, 0,42, 0,49 et 0,56MPa). Comme mentionné au *Chapitre 4*, le nombre de cycles à effectuer dépend des conditions associées au capteur de déformation (déplacement entre 20 et 25 mm) ou à l'enfoncement maximal du pneu (8,0 cm).

#### 4.3.4.1. Mesure des contraintes, des déformations et des ornières dans le sol

Afin d'évaluer l'interaction entre le pneu d'un véhicule hors-route (pneu fourni par CAMSO) et les échantillons de sol (SP, SM, CH et MO,CO), un plan d'essais d'endommagement a été élaboré. Au départ, la pression de contact ainsi que le nombre de répétitions sur l'échantillon doivent être choisis. Au fur et à mesure que l'essai progresse, les données recueillies par les capteurs de déplacement et les capteurs de pression sont enregistrées à chaque instant grâce à des logiciels utilisés à l'université Laval. Cependant, pour enregistrer l'orniérage produit par le passage cyclique du pneu, il est nécessaire d'inclure des paliers de cycles de chargement. Il est donc important que l'intervalle des cycles de chargement au début de l'essai ne soit pas si éloigné l'un de l'autre pour que le comportement plastique initial du sol puisse être observé. Par conséquent, les paliers choisis pour cette première partie étaient les suivants : 10 cycles, 50 cycles, 100 cycles, 150 cycles, 250 cycles et 500 cycles. Après la grande accumulation initiale des déformations, des paliers ont été réalisés tous les 500 cycles afin d'observer le comportement du sol lorsqu'il est soumis à un grand nombre de cycles de chargement. La *Figure 4.17* présente l'instrument utilisé pour mesurer l'orniérage généré après la réalisation d'un palier et la *Figure 4.15* précédente montre les lignes où la règle doit être installée pour les mesures. Cet instrument est équipé d'un projecteur laser qui se déplace le long d'une poutre. Les informations recueillies par le laser projeté sont collectées grâce à un programme qui digitalise la forme de la surface du sol.



**Figure 4.17: Mesure de l'ornière du sol à l'aide d'un instrument à base de laser**

#### 4.4. Résultats du simulateur

L'un des principaux objectifs de l'utilisation du simulateur à charge roulante est de représenter fidèlement le comportement de l'interaction entre le pneu et le sol. Ce comportement mécanique prend en compte les contraintes et les déformations que le sol subit à chaque cycle de charge. Un autre aspect à considérer était les dommages que le sol subit en surface. L'orniérage produit sur chaque échantillon ainsi que les contraintes et déformations ont été quantifiés et présentés dans les sections 4.4.1, 4.4.2 et 4.4.4.

##### 4.4.1. Contraintes verticales et horizontales des sols

Les contraintes verticales et horizontales développées dans le corps du sol à cause des cycles de chargement des roues ont été mesurées directement à l'aide de capteurs de contraintes. La *Figure 4.18* présente un exemple de lecture du capteur pour deux cycles de chargement. En général, les capteurs signalent un pic lorsque la roue est située juste au-dessus du capteur. Les données présentées dans les sections suivantes sont les valeurs maximales extraites de chaque capteur de contrainte ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ ) pour chaque pression de contact. Pour distinguer entre  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ , cette étude a considéré  $\sigma_2$  dans le sens du mouvement de la roue et  $\sigma_3$  dans le sens perpendiculaire. De cette façon, il est possible de représenter la pratique générale de l'ingénierie géotechnique qui stipule que  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ .

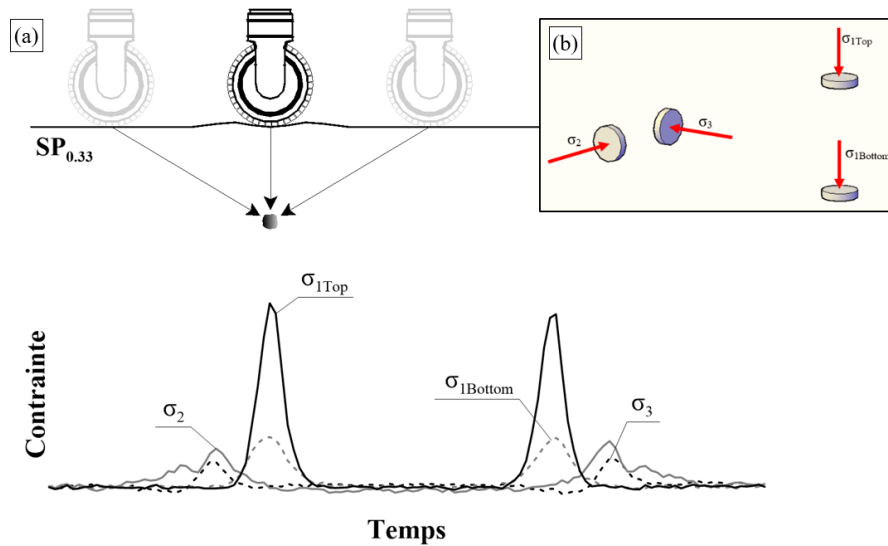


Figure 4.18: a) Lectures typiques des capteurs de contraintes b) Représentation des contraintes dans la fosse

#### 4.4.1.1. Contrainte verticale $\sigma_1$ , $\sigma_2$ et $\sigma_3$

Tel qu'illustré dans la *Figure 4.19* les échantillons SP et MO,CO ont été les plus affectés par la charge cyclique. Ceux-ci semblent perdre la pression de contact avec le pneu, déterminée par une baisse apparente de la pression verticale à un moment donné pendant l'essai. L'analyse des pressions de ces échantillons doit être considérée jusqu'au nombre de cycles de chargement indiqué dans le *Tableau 4.6*.



**Figure 4.19: Enfoncement maximale des pneus en SP et MO,CO**

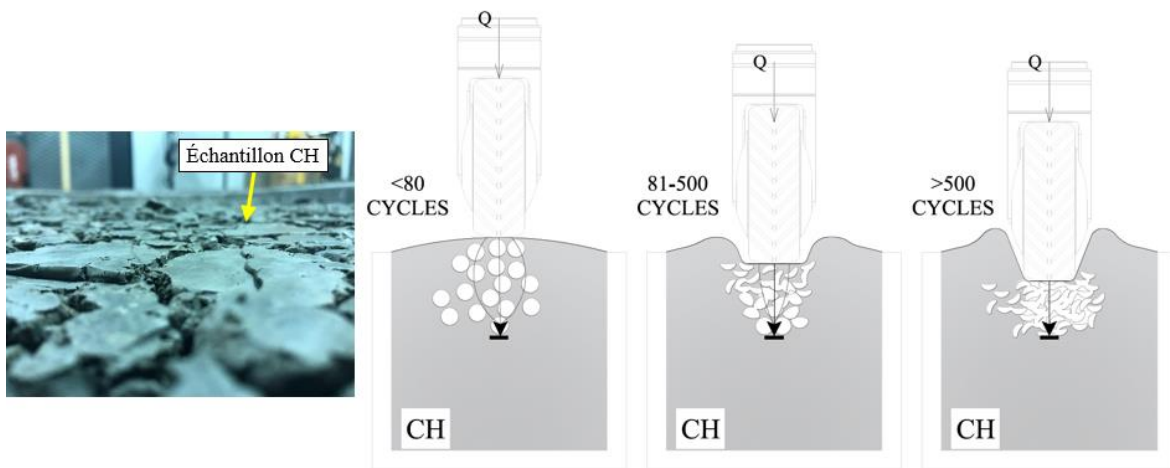
**Tableau 4.6 Échantillons les plus affectés par le nombre de répétitions de la charge**

Échantillon	Pression de contact (MPa)	Cycles de chargement
SP	0.33	140-160
	0.42	40-60
	0.49	2-5
	0.56	2
MO	0.56	400

Les changements des valeurs maximales des contraintes verticales et horizontales développées dans le corps du sol sous différentes valeurs de pression de contact sont présentés dans les *Figure 4.21* à *Figure 4.24*. Les pressions verticales moyennes mesurées sur chacun des échantillons en fonction de la pression de contact des roues ( $\sigma_{1Top}$ ) étaient les suivantes : Pour le sable, elles étaient respectivement  $SP_{0.33}=120.70kPa$ ,  $SP_{0.43}=79.33kPa$ ,  $SP_{0.49}=92.76kPa$  et  $SP_{0.56}=69.71kPa$ . D'autre part, tel qu'illustré dans la *Figure 4.22*, le sable silteux présente des pressions plus stables tout au long des essais que celles présentées pour les échantillons SP. Les pressions moyennes pour ce sol étaient égales à  $SM_{0.33}=28.46kPa$ ,  $SM_{0.43}=74.21kPa$ ,  $SM_{0.49}=44.63kPa$  et  $SM_{0.56}=102.94kPa$ . L'évolution des pressions dans l'argile présente un comportement totalement différent des autres sols analysés. En analysant  $\sigma_{1Top}$  à la *Figure 4.23*, une baisse des pressions est d'abord constatée. Cependant, à mesure

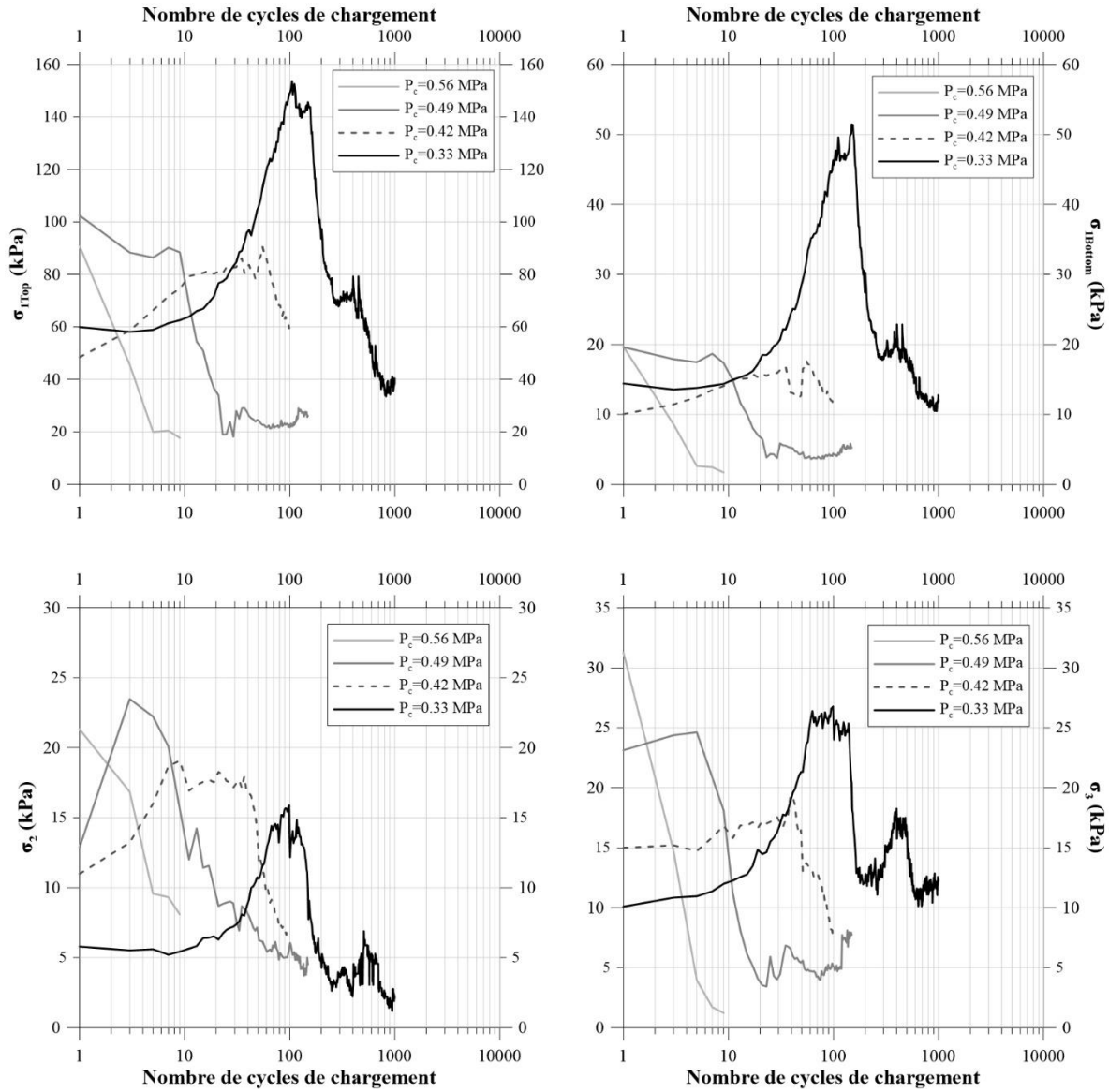


que les cycles s'accroissent, elles tendent à se stabiliser puis à augmenter à une vitesse élevée aux alentours du cycle 500. Cette situation est probablement liée au post-compaction de l'argile (Voir Figure 4.20), qui fait que la charge soit transmise directement au capteur. De même, le matériau qui a été déplacé vers le haut de la fosse retombe dans l'ornière, influençant ainsi l'augmentation de la pression. La section 6.2 présente une analyse des résultats concernant le comportement global entre les déformations et les contraintes obtenues dans le corps du sol.

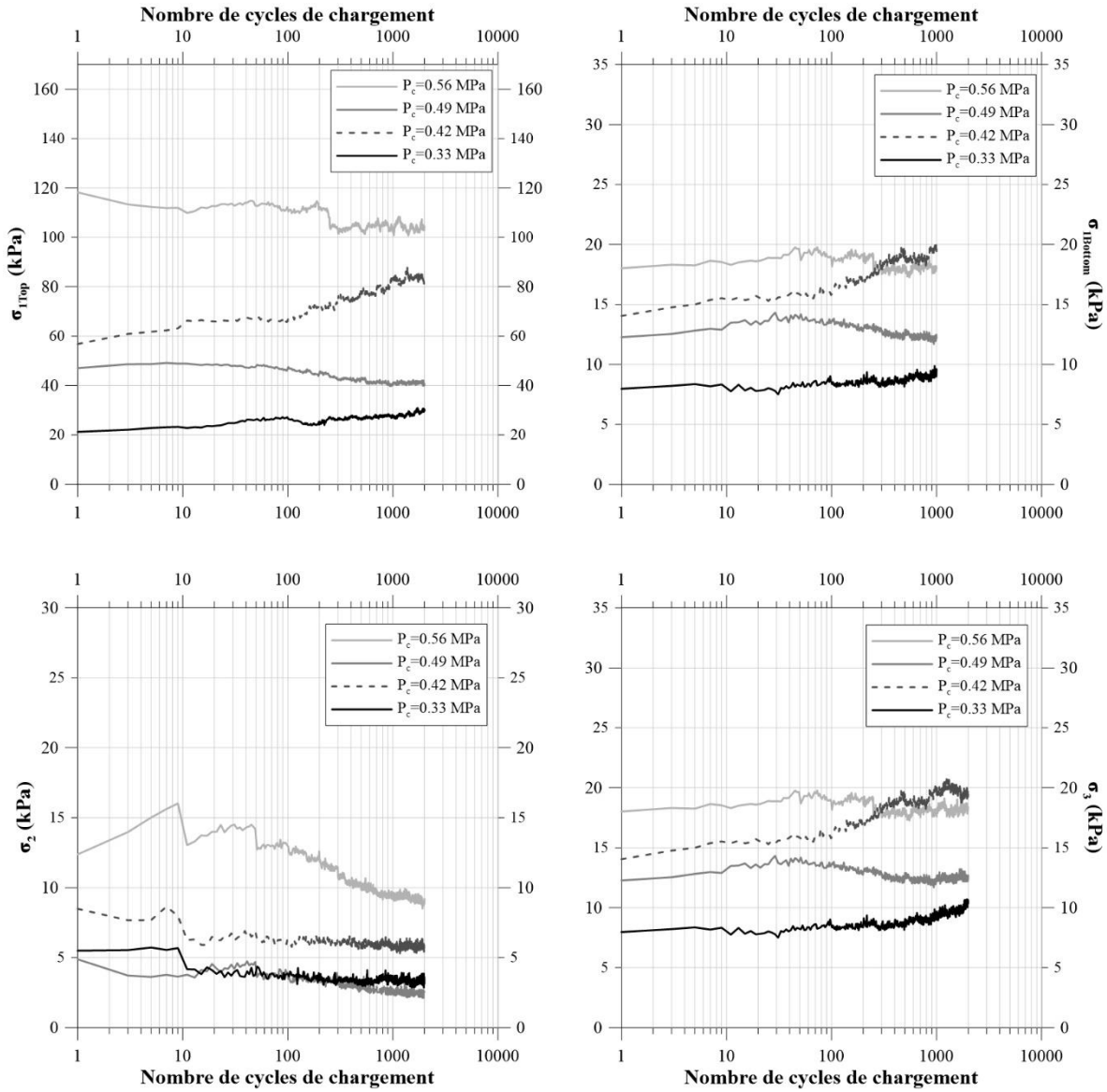


**Figure 4.20: Schéma de post-compaction interne de l'argile (CH) dû à un chargement cyclique sur le simulateur routier à charge roulante**

Les pressions moyennes pour l'argile donc étaient égales à  $CH_{0,33}=99.48\text{kPa}$ ,  $CH_{0,43}=95.08\text{kPa}$ ,  $CH_{0,49}=74.48\text{kPa}$  et  $CH_{0,56}=93.29\text{kPa}$ . Finalement, bien que plus stables que le sable mais moins stables que le sable silteux, les pressions moyennes enregistrées pour le MO,CO des sols organiques étaient égales à  $MO,CO_{0,33}=50.37\text{kPa}$ ,  $MO,CO_{0,43}=42.21\text{kPa}$ ,  $MO,CO_{0,49}=61.70\text{kPa}$  et  $MO,CO_{0,56}=105.30\text{kPa}$ . Les pressions moyennes pour les autres capteurs sont présentées à l'annexe B.



**Figure 4.21: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol SP**



**Figure 4.22: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol SM**

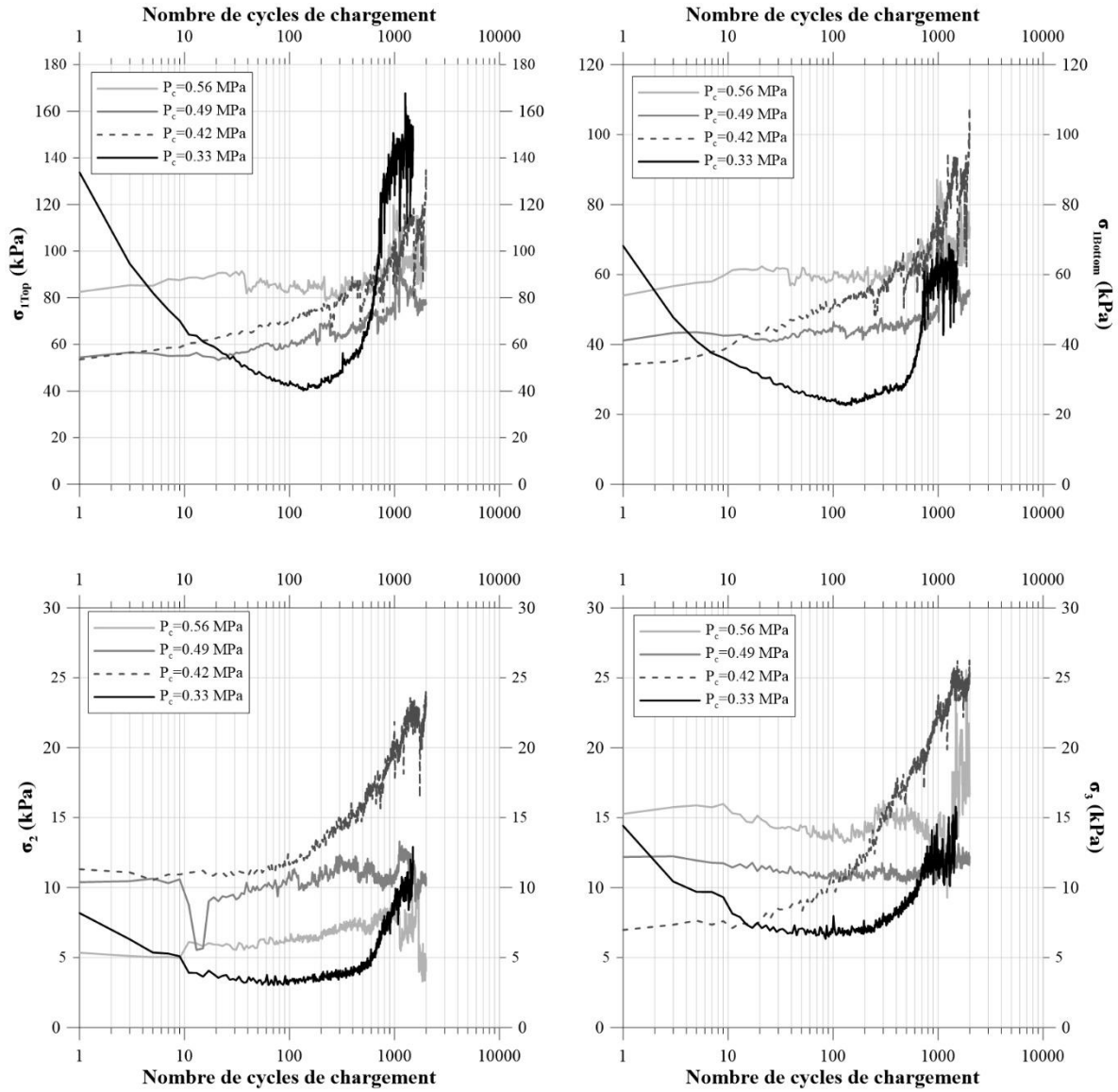
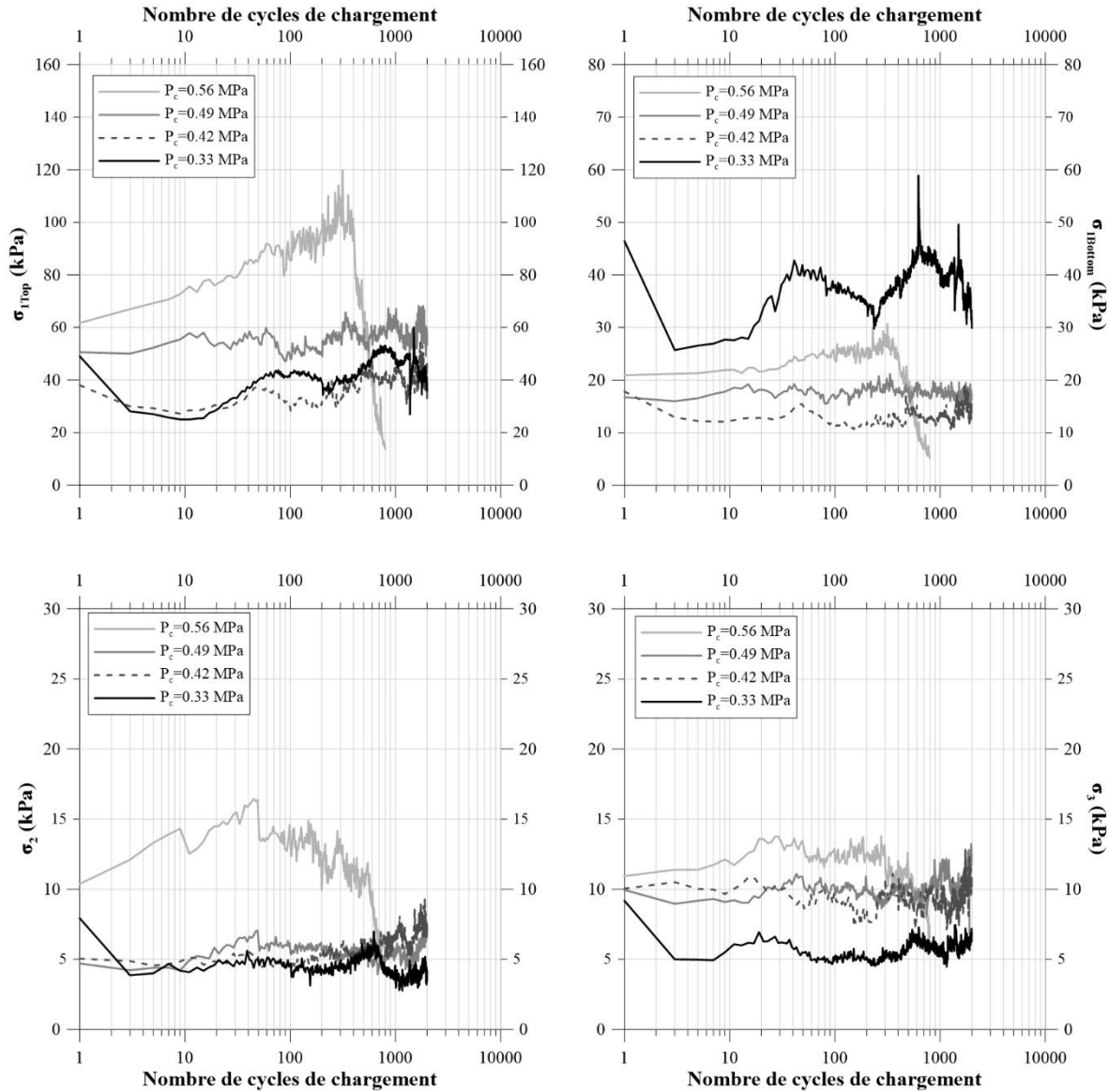


Figure 4.23: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol CH



**Figure 4.24: Variation des contraintes verticales et horizontales en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes pressions de contact sur le sol MO,CO**

#### 4.4.1.2. Cheminement des contraintes et surface de cisaillement du MDP

À partir des essais triaxiaux, le cheminement des contraintes a été représenté (*Voir section 3.1.3.2*). Cependant, en ce qui concerne les essais dans le simulateur, la *Figure 4.25* présente

le comportement des contraintes internes du sol pendant un cycle de chargement sous différentes pressions de contact ( $P_c$ ) sur la surface de l'échantillon SM. En général, bien que le cheminement des contraintes dépasse la limite théorique des contraintes admissibles du sol, on peut constater que le comportement obéit à des paramètres mécaniques essentiels tels que la cohésion du sol et l'angle de frottement du sol. Cependant, il est important de souligner que ce comportement des contraintes dans le sol se produit à une profondeur de 23 cm par rapport à la surface et/ou au niveau de référence, et qui correspond à l'emplacement du capteur de pression. Comme la pression de contact plus élevée ( $P_c=0.56\text{MPa}$ ) dépasse largement l'enveloppe de rupture, ce qui se traduit par un développement des dommages dans l'échantillon testé, il est pertinent de le mettre en relation avec les déformations obtenues à 23 cm par rapport à la surface et avec l'orniérage obtenu directement sur la surface.

L'hypothèse de départ est la suivante, cette contrainte qui dépasse l'enveloppe de rupture pourrait correspondre au fait que les sols présentent des indications de dommages, que ce soit par le développement d'un orniérage en surface ou par le comportement interne des déformations réversibles. Analysant les tests de base comme les tests (*Figure 3.6*) sur le sol SM, il suffit que la contrainte déviatorique soit  $\approx 100\text{kPa}$  pour que le sol montre des indices de faiblesse. De même, dans la *Figure 3.8*, lorsque la contrainte déviatorique est mise en relation avec la contrainte moyenne ( $\approx 100\text{kPa}$ ,  $\approx 74\text{kPa}$ ), il est possible de constater une approche claire à l'enveloppe de rupture du sol.

Cette analyse préalable est fondamentale pour comprendre le comportement des contraintes internes du sol dans le simulateur à charge roulante. Par exemple, pour le premier cycle dans le sol SM, la contrainte déviatorique a rapporté une valeur de 103,46 kPa alors que la contrainte moyenne a rapporté une valeur de 49,30 kPa, dépassant ainsi l'enveloppe de rupture dans le MDP (*voir Figure 4.25*), ce qui pourrait être traduit comme des indices de dommages des échantillons. Sur la base de cette analyse, il est possible d'affirmer que la contrainte qui dépasse l'enveloppe de rupture correspond bien au fait que le sol est

endommagé sous forme de développement d'un orniérage ( $SM_{0.56}=10,77\text{mm}$  dans les 10 premiers cycles de charge<sup>3</sup> atteignant le 50% de l'orniérage final), ou de rupture interne à partir des grandes déformations réversibles constatées à 23cm du niveau de référence ( $SM_{0.56}=949\mu\epsilon$  pour le premier cycle de chargement rapportant 2,6 fois la valeur moyenne de la déformation réversible durant l'essai).

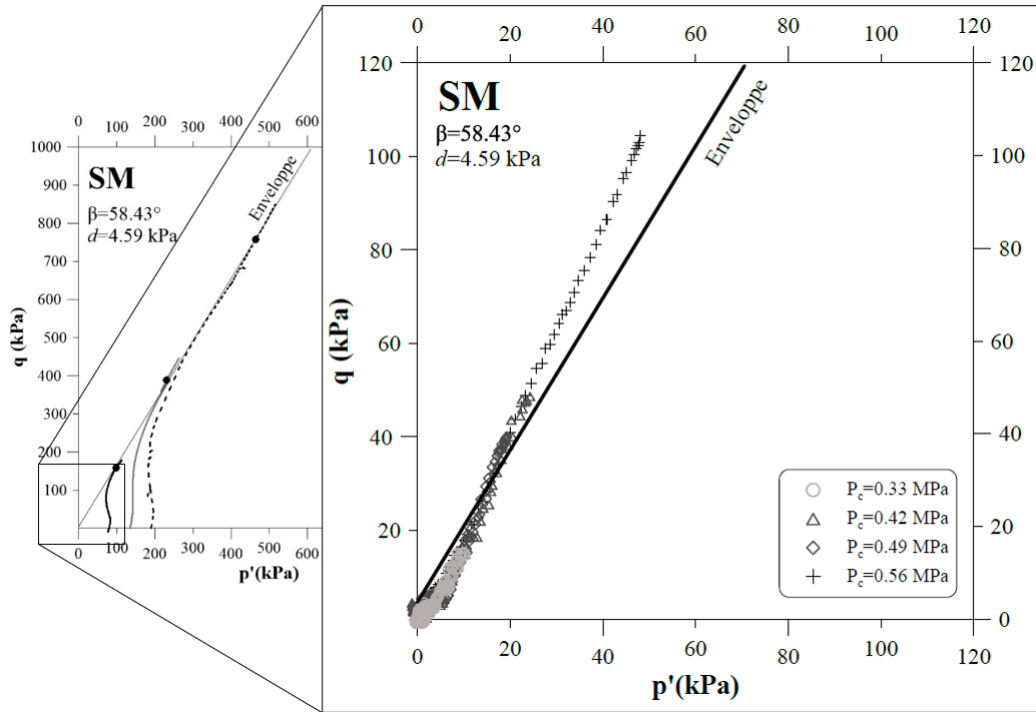


Figure 4.25: Cheminement des contraintes pour un cycle de chargement

Les cheminements de contraintes trouvés pour les quatre sols étudiés (SP, SM, CH et MO, CO) sont comparés dans la *Figure 4.26*. Chaque point présenté à la *Figure 4.26* représente

<sup>3</sup> Les mesures des orniérages ont été prises à 10, 50, 100, 150, 250, 500, 1000, 1500 et 2000 cycles de chargement.

un cycle de charge dans les essais du simulateur. Grâce à la détermination de la totalité des cycles de chargement effectués sur chaque échantillon, il est possible de constater que la pression de contact influence le comportement de l'état des contraintes dans le corps du sol. Par exemple, pour l'échantillon SM, plus la pression de contact à la surface est élevée, plus les contraintes  $p'$  et  $q$  dans le corps du sol sont élevées.

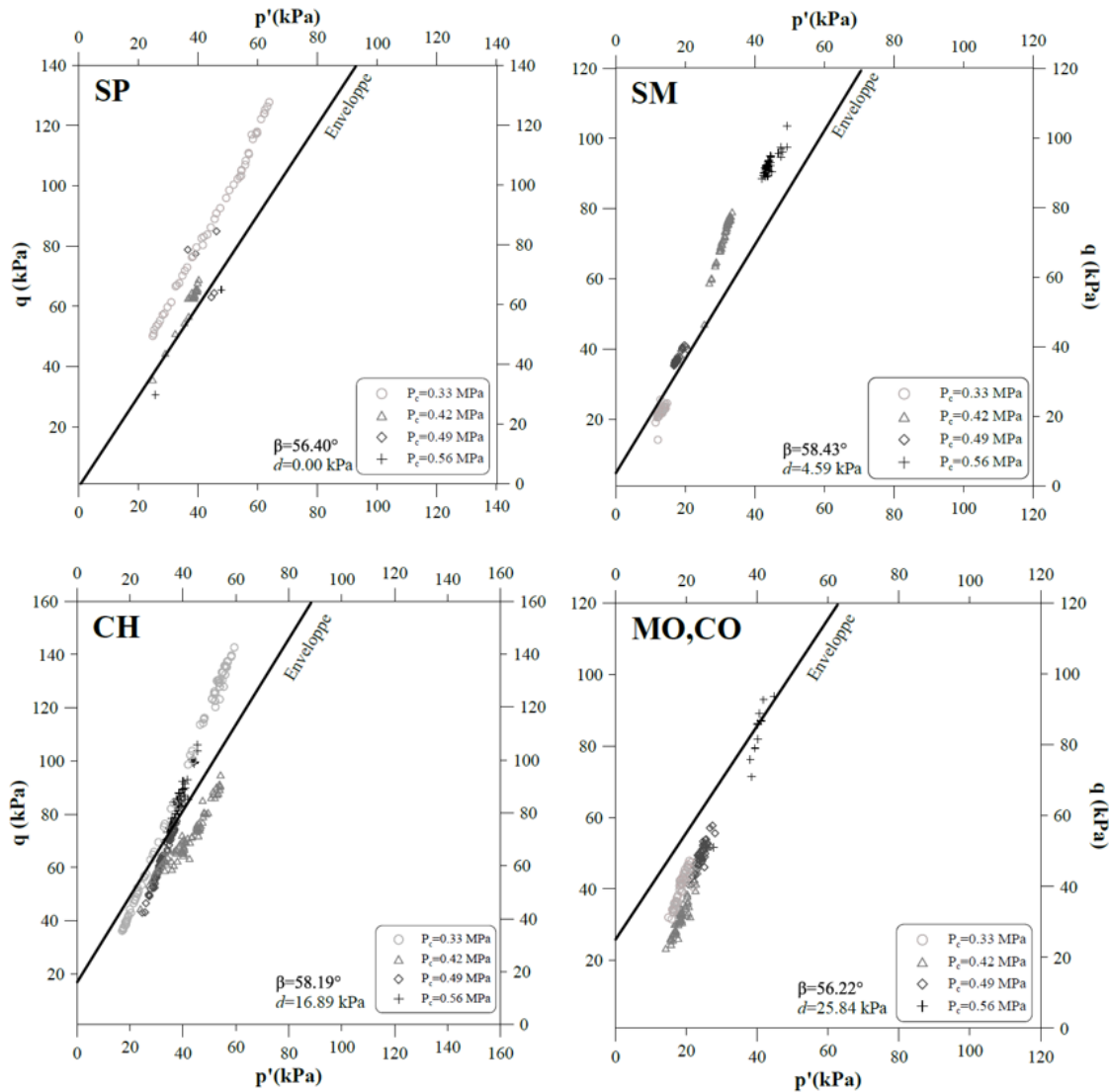


Figure 4.26: Cheminement des contraintes pour les échantillons SP, SM, CH et MO,CO



#### 4.4.2. Déformations des sols

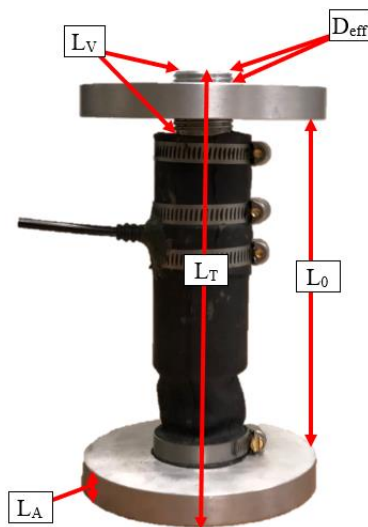
Grâce au capteur de déplacement présenté à la *Figure 4.12a*, il est possible d'observer les déformations permanentes et réversibles du sol. Ce capteur, fabriqué par Opsens solutions et assemblé à l'Université Laval, permet de connaître le déplacement vertical du sol à chaque passage du pneu. Ce déplacement mesuré ( $D_m$ ) est transformé en déformation grâce à la connaissance de la longueur initiale ( $L_0$ ) de la jauge (*Voir équation 35*). La longueur totale de la jauge ( $L_T$ ) est égale à 171 mm et l'épaisseur des anneaux est de 11 mm. En théorie, le  $L_0$  correspond à la longueur totale de la jauge ( $L_T$ ) moins l'épaisseur d'un anneau ( $L_A$ ) moins 25 mm de la partie où l'anneau est vissé ( $L_V$ ). Cependant, en réalité cette longueur est influencée par le niveau de serrage après l'installation de l'anneau supérieur. Cette longueur ( $D_{eff}$ ), représentée dans la *Figure 4.12c*, doit être soustraite pour connaître la longueur initiale et poursuivre le calcul des déformations. La valeur de  $L_0$  est alors obtenue par les équations présentées dans le *Tableau 4.7*.

**Tableau 4.7 Échantillons les plus affectés par le nombre de répétitions de la charge**

**Capteur Opsens**

**Théorique**

$$L_0 = L_T - L_A - L_V \quad \text{Équation 33}$$



**Pratique**

$$L_0 = L_T - 2L_A \mp D_{eff} \quad \text{Équation 34}$$

\* Afin d'obtenir une plus grande précision, les longueurs doivent être exprimées en millimètres

Ainsi, le calcul de la déformation dans chaque cycle présenté dans *l'équation 35* consiste à mettre en relation le différentiel du déplacement mesuré ( $D_m$ ) avec la longueur initiale à laquelle le capteur a été installé.

$$\varepsilon = \frac{\Delta D_m}{L_0}$$

Équation 35

#### 4.4.2.1. Déformation verticale des sols

Les données enregistrées par ce capteur sont sauvegardées sous la forme d'un déplacement vertical mesuré à divers intervalles sous la roue en mouvement. Pour transformer ces lectures en déformation, le déplacement a été divisé par la hauteur initiale ( $L_0$ ) du capteur. Comme le montre la *Figure 4.27*, le capteur signale une augmentation avec un pic de déformation verticale lorsque la roue est située juste au-dessus du capteur, et montre une réduction de la déformation verticale lorsque la roue est éloignée. La déformation totale pour chaque cycle effectué est alors la combinaison de la déformation permanente ( $\varepsilon_P$ ) et de la déformation réversible ( $\varepsilon_R$ ).

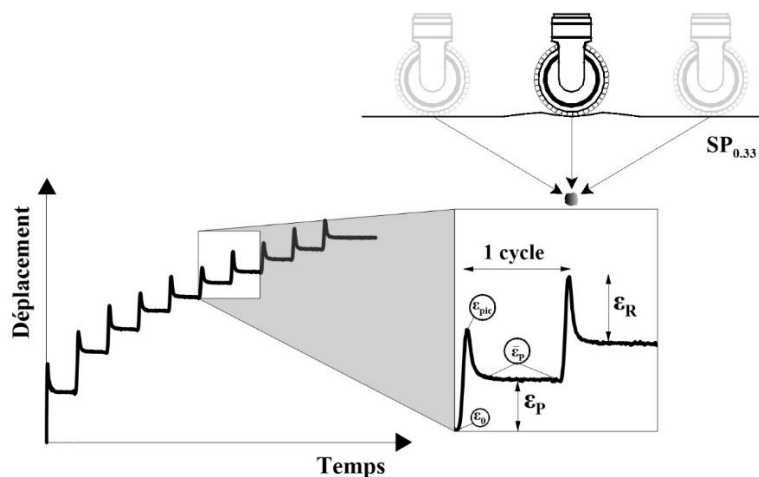


Figure 4.27: Lectures typiques du capteur de déformation

Une autre façon de représenter l'évolution de la déformation permanente et réversible consiste à associer la contrainte et la déformation que le sol subit à chaque cycle de chargement. La *Figure 4.28* montre un exemple des résultats obtenus lors de 2000 cycles dans l'échantillon  $SM_{0.56}$ . Au fur et à mesure que les cycles augmentent, la récupération du sol est plus importante, pendant que le sol expérimente une accumulation permanente de déformations.

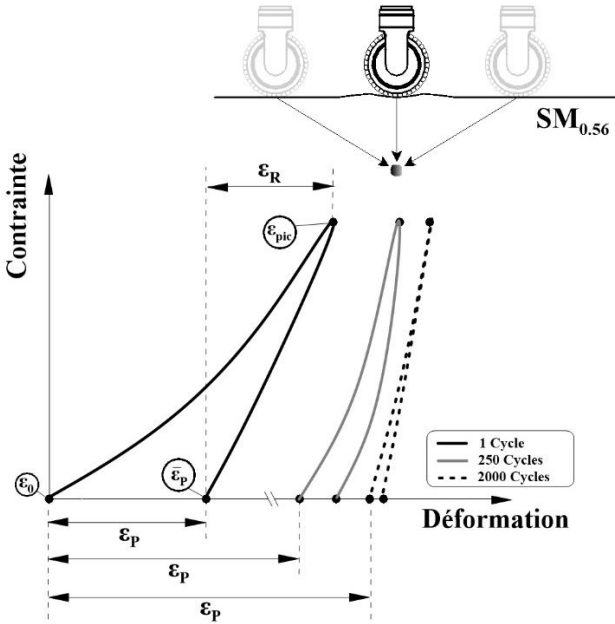


Figure 4.28: Évolution des courbes contraintes – déformations avec le nombre de cycles au cours d'un essai sur le simulateur<sup>4</sup>

<sup>4</sup> Chaque cycle a été créé à partir de trois points ( $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_{pic}$  et  $\bar{\epsilon}_p$ )

## **Déformation permanente**

La valeur de la déformation permanente dans chaque cycle n'est que la moyenne de la partie « plate » de la déformation présentée dans la *Figure 4.27*. Ces valeurs ont été déterminées à chaque cycle puis compilées afin d'observer l'évolution et le comportement de la déformation permanente pour différents matériaux. La *Figure 4.29* présente, au-delà de l'évolution de la déformation permanente tout au long des cycles, l'influence des pressions de contact étudiées pour chacun des sols.

La valeur maximale de la déformation permanente dans le sol SP est égale à 12225 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,33 MPa, 16181 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,42 MPa, 29073 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,49 MPa et 35615 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,56 MPa. La valeur maximale de la déformation permanente augmente avec la valeur de la pression de contact. La tendance générale de la variation des déformations pour chaque pression de contact d'abord été une augmentation, puis s'est stabilisée après un certain nombre de cycles de chargement. Le début de la stabilisation était d'environ 625 cycles pour 0,33 MPa, de 25 cycles pour 0,42 MPa, 20 cycles pour 0,49 MPa et 3 cycles pour 0,56 MPa. Par conséquent, plus la valeur de la pression de contact est élevée, plus le nombre de cycles de charge pour atteindre la stabilisation est faible.

La valeur maximale de la déformation permanente pour le sol SM correspond à 1420 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,33 MPa, 6700 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,43 MPa, 16000 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,49 MPa et 28500 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,56 MPa. La valeur maximale de la déformation permanente augmente avec la valeur de la pression de contact. La tendance générale de variation pour toutes les pressions de contact est en progression au début, et le taux d'augmentation de la déformation permanente diminue après un certain nombre de cycles de chargement. Le début de la

réduction des taux était de  $\approx 125$  cycles pour 0,33 MPa,  $\approx 125$  cycles pour 0,46 MPa,  $\approx 250$  cycles pour 0,49 MPa, et  $\approx 250$  cycles pour 0,56 MPa.

La déformation permanente de l'argile présente un comportement différent des autres sols considérés. C'est le cas de la déformation permanente pour une pression de contact plus faible, qui présente une stabilisation dans les 500 premiers cycles avec un rapport de déformation moyenne de 5160 ( $\mu\epsilon$ ). Ensuite, le sol commence à accumuler une quantité importante de déformation permanente jusqu'à la fin de l'essai jusqu'à atteindre une déformation aux alentours de 26700 ( $\mu\epsilon$ ). La valeur maximale de la déformation permanente est donc égale à 27000 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,33 MPa, 16000 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,42 MPa, 10000 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,49 MPa, et 8000 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,56 MPa.

D'autre part, après 1000 cycles, la valeur de la déformation permanente pour le MO,CO était de 14480 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,33 MPa, 11930 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,42 MPa, 11797 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,49 MPa, et 41700 ( $\mu\epsilon$ ) pour une pression de contact de 0,56 MPa.

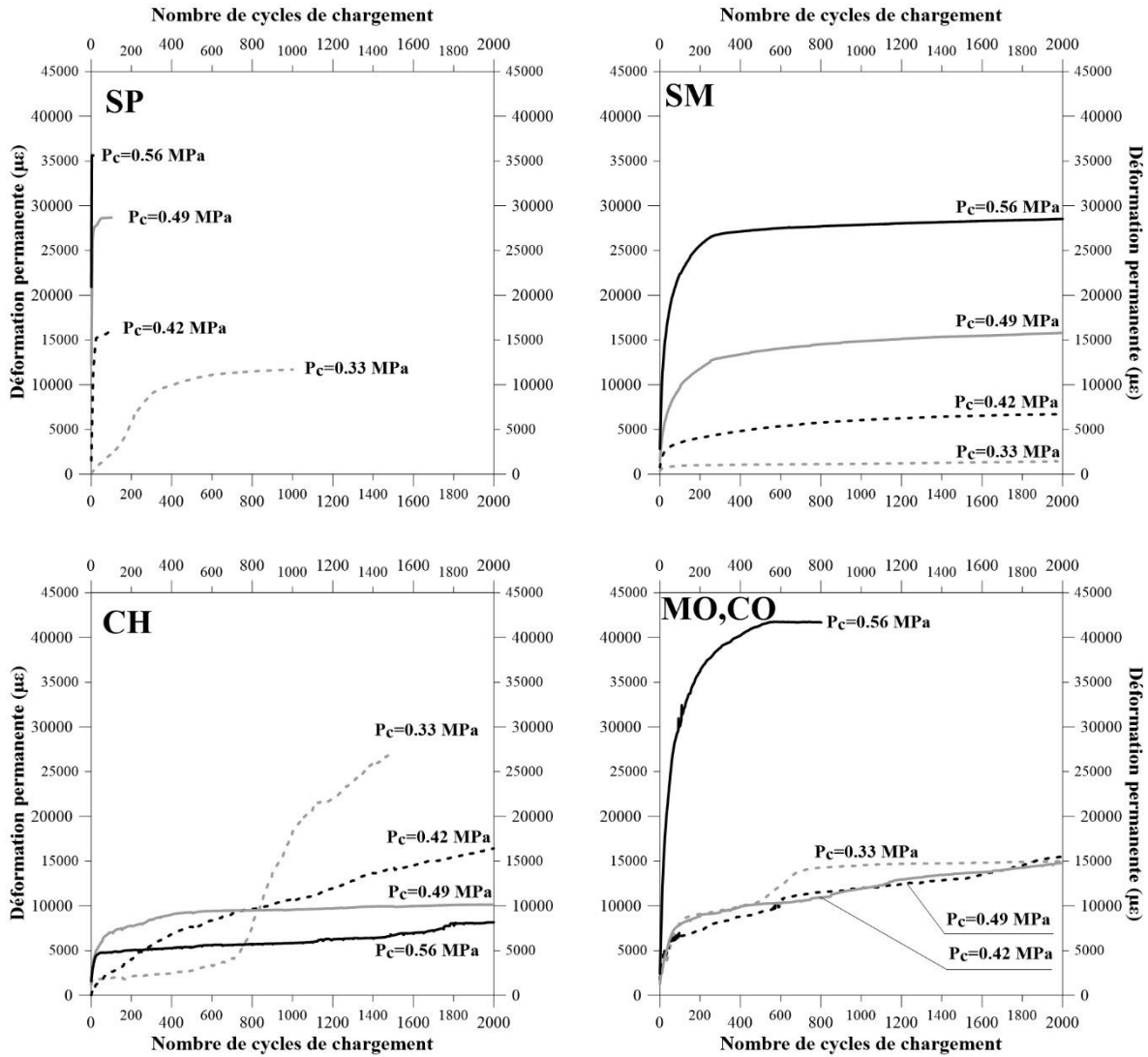


Figure 4.29: Évolution de la déformations permanente avec le nombre de cycles

### Déformation réversible

La variation de la déformation réversible en fonction du nombre de cycles de charge sous différentes valeurs de pression de contact pour les échantillons est présentée à la Figure 4.30. Le calcul effectué pour trouver la valeur de la déformation réversible est indiqué par l'équation 36.

$$\varepsilon_R = \varepsilon_{max} - \bar{\varepsilon}_P$$

Équation 36

Pour les échantillons SP, la valeur de la déformation réversible varie de 450 à 1700 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,33 MPa, de 800 à 1750 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,42 MPa, de 500 à 4000 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,49 MPa, et de 250 à 4800 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,56 MPa. Par conséquent, la valeur minimale de la déformation réversible diminue avec l'augmentation de la valeur de la pression de contact, tandis que la valeur maximale augmente. A noter que le nombre de cycles de chargement appliqués avant la perte de contact entre la roue et le sol était différent pour chaque pression de contact (Voir *Tableau 4.6*). La tendance générale de la variation pour toutes les pressions de contact a d'abord été une diminution, puis s'est stabilisée après un certain nombre de cycles de chargement. Cependant, pour 0,33 MPa et 0,42 MPa, une augmentation de la valeur de la contrainte réversible a été observée jusqu'à 200 et 10 cycles, respectivement.

De même, pour les échantillons SM, la valeur de la déformation réversible variait entre 270 et 470 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,33 MPa, entre 100 et 600 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,42 MPa, entre 500 et 1250 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,49 MPa, et entre 250 et 1200 ( $\mu\varepsilon$ ) pour une pression de contact de 0,56 MPa. La tendance générale de la variation des déformations pour toutes les pressions de contact a d'abord été une diminution, puis s'est stabilisée après un certain nombre de cycles de chargement. Le début de la stabilisation était d'environ 300 cycles pour 0,33 MPa, de 250 cycles pour 0,42 MPa, de 600 cycles pour 0,49 MPa et de 500 cycles pour 0,56 MPa.

Par ailleurs, à l'exception de la pression de contact de 0,56 MPa pour MO,CO, la valeur moyenne de la déformation réversible diminue avec l'augmentation des valeurs de la pression de contact. En ce qui concerne la pression de contact 0,56 MPa, l'évolution de la contrainte réversible montre au début une augmentation instantanée, mais à mesure que les cycles de chargement s'accroissent, la contrainte réversible commence à diminuer progressivement.

Le comportement de l'argile (CH) pour les différentes pressions de contact présente tout au long de l'essai une diminution et une « stabilisation » ultérieure de la déformation réversible. Cependant, la variation des déformations pour les différents  $P_c$  entre les cycles 900-2000 pourrait être liée au comportement d'un sol sous un grand nombre de cycles de chargement.

En générale, cette fluctuation ou variation de la valeur de la déformation réversible observée pour les différents types de sols peut être attribuée à une certaine évolution de l'état et de la structure du sol pendant sa détérioration. En théorie, le comportement élastique des sols a tendance à être constant lorsqu'une déformation permanente s'est développée. Cependant, la pression du pneu sur la surface a provoqué le déplacement du pneu vers le bas sous le pneu et vers le haut aux extrémités (*Tableau 4.8*). Le matériau déplacé vers le haut, dans les sols SP, CH et MO,CO, est retombé dans la partie centrale de la fosse. Et c'est à partir de ce phénomène en surface que s'effectue l'évaluation du comportement interne du sol et que se fait la démonstration que l'une des raisons possibles de la variation réversible des sols correspond à la densification dans ce secteur (en dessous du pneu). Hypothèse qui peut être démontrée à partir de la *Figure 4.29*, dans laquelle il est possible d'analyser la déformation permanente de l'argile en fonction du nombre de cycles de chargement, en montrant pour les différentes pressions de contact, une augmentation constante de la réponse élastique mais à différentes vitesses et comportements. Toutefois, il existe d'autres causes possibles pouvant influencer cette variation élastique, qui sont présentées dans la *section 6.2*.



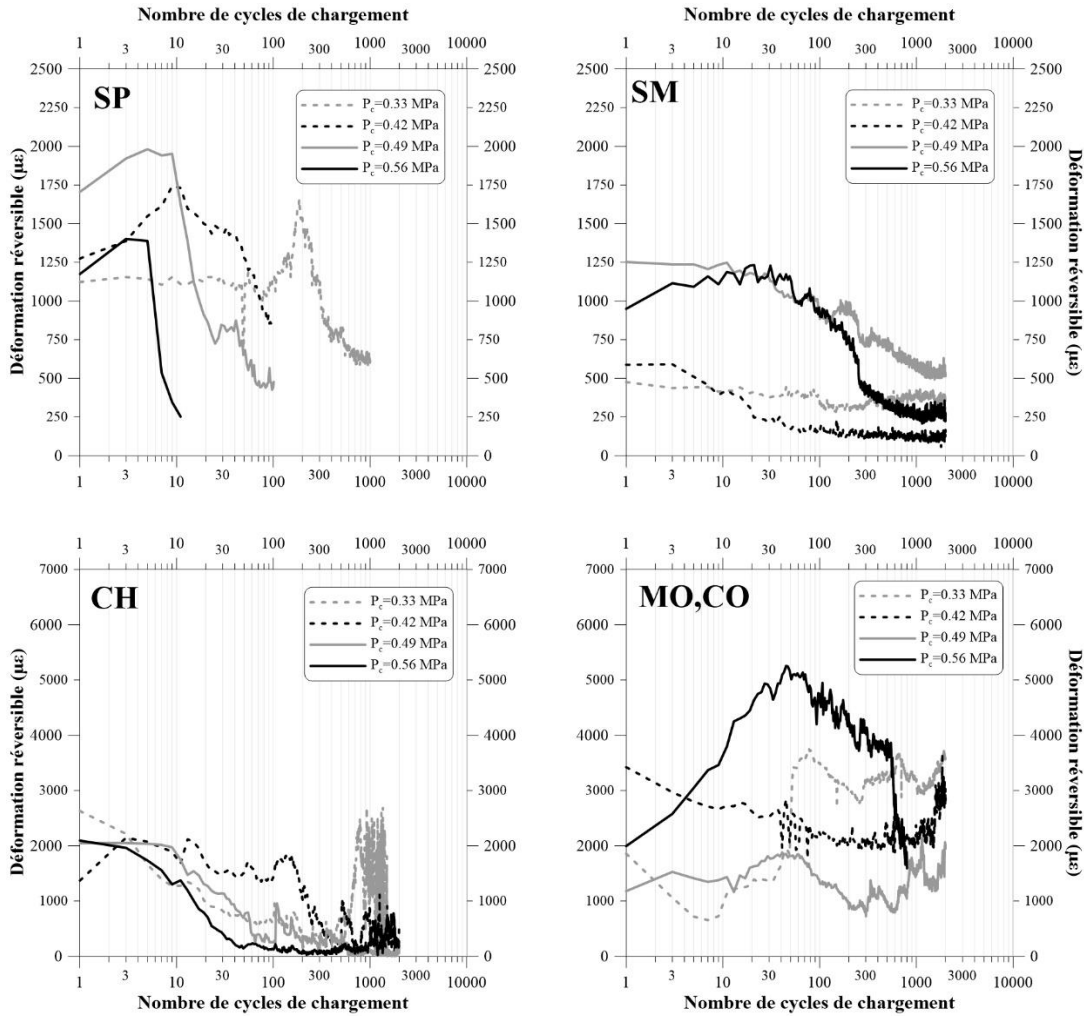


Figure 4.30: Évolution de la déformation réversible avec le nombre de cycles

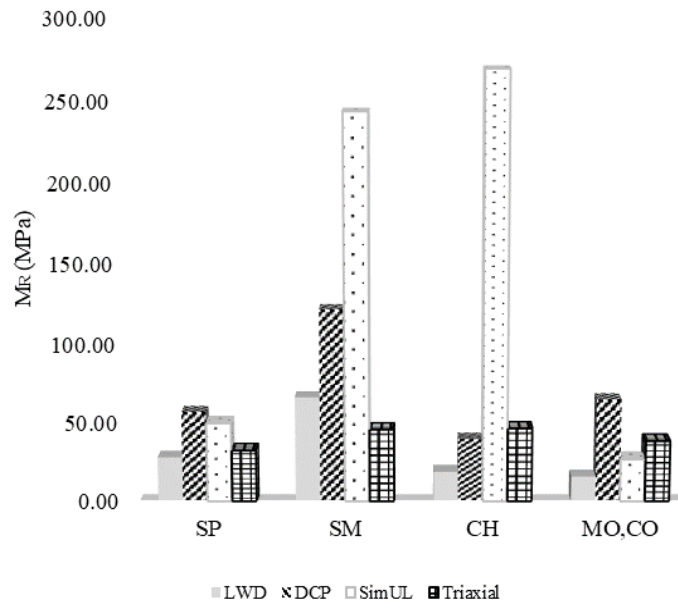
#### 4.4.3. Module réversible

Le module réversible ( $M_R$ ) des sols a été déterminé à partir de l'équation 10, dans laquelle la contrainte verticale ( $\sigma_1$ ) est associée à la déformation réversible ( $\epsilon_R$ ) de chaque sol. Ce comportement élastique dans les sols tient compte du Tableau 4.6 qui présente, pour les échantillons SP et MO, le nombre de cycles où le pneumatique a perdu la pression de contact avec l'échantillon.

Au fur et à mesure que la pression de contact augmentait sur les échantillons SP, le module réversible diminuait. Les modules enregistrés étaient donc de 108,25 MPa pour une pression de contact de 0,33 MPa, 52,50 pour une pression de contact de 0,43 MPa, 24 MPa pour une pression de contact de 0,49 MPa et 15,5 pour la pression de contact la plus élevée étudiée. En revanche, les modules obtenus à partir des échantillons SM présentent un comportement variable à différentes pressions de contact. Celles-ci étaient égales à  $\approx 77, 547, 69$  et  $282$  MPa respectivement pour des pressions de contact de 0,33 MPa, 0,43 MPa, 0,49 MPa et 0,56 MPa.

Globalement, l'argile présente le  $M_R$  le plus élevé, qui est environ  $\approx 10$  fois plus grand que le  $M_R$  moyenne enregistré dans le sol organique. Contrairement au sol SP, le  $M_R$  dans le sol CH ( $\approx 92, 174, 452$  MPa) et MO, CO ( $\approx 14, 19, 50$  MPa) a augmenté avec la pression de contact, sauf pour la pression de contact de 0,56 MPa dont le  $M_R$  a diminué de 21% pour le sol CH et de 51% pour le MO, CO par rapport au module présenté pour la pression de contact de 0,49 MPa.

L'histogramme présenté dans la *Figure 4.31* illustre la comparaison des modules élastiques moyens obtenus grâce aux essais INSITU (DCP, LWD), aux essais sur le simulateur et aux essais Triaxiaux. En général, il existe une grande variation d'un résultat par rapport à l'autre, avec un écart-type considérable. Bien qu'à première vue les résultats pour le sol SP semblent être similaires, ils indiquent un E-T de 13,82 MPa tandis que pour les échantillons SM et CH, l'E-T était supérieur à 80 MPa. Finalement, le sol MO, CO a rapporté un E-T de 21.21 MPa.

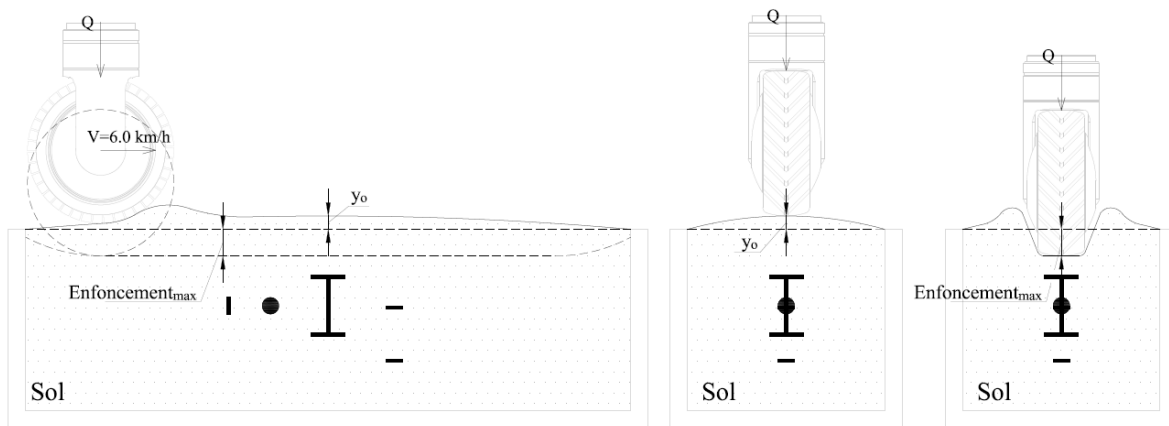


**Figure 4.31: Comparaison des modules élastiques**

On constate que certains résultats sont plus variables que d'autres. Ces sont les cas des modules trouvés pour les sols SM et le CH. Le module d'élasticité, obtenu à partir de l'instrumentation située dans le corps du sol, a dépassé la valeur de 240MPa dans les deux cas. Ces valeurs sont disproportionnées si elles sont comparées au module typique d'une sous-fondation (100-200MPa) ou d'une fondation (150-350MPa). Bien que la structure du sol SM en fasse un matériau résistant, le module déterminé est très différent à celui déterminé par Garnica et al., (2000), qui varie entre  $\approx 70-140$ MPa. D'autre part, la résistance élevée du sol CH, dans cette étude, est due aux conditions initiales optimales au moment de débiter les essais et au type d'argile testé. Puisque la présence ou l'absence d'eau peut influencer la résistance du matériau argileux. Selon Garnica et al., (2000), les modules réversibles typiques des argiles varient entre  $\approx 28-70$ MPa. Cette situation ouvre la porte à différentes hypothèses qui prennent en compte l'instrumentation utilisée, le positionnement de l'instrumentation et la densification du matériau. Ces analyses seront effectuées dans la *section 6.2*.

#### 4.4.4. Orniérage dans la surface des sols

Tel que mentionné dans la *section 4.3.4.1*, la profondeur maximale que le pneu peut atteindre est de 80 mm par rapport à la surface supérieure de la fosse. Cet enfoncement maximal représenté sur la *Figure 4.32* entraîne la perte de contact entre le pneu et le sol et par conséquent l'achèvement de l'essai.



**Figure 4.32: Niveau initial de l'échantillon et enfoncement maximal du pneu**

La matrice de mesure pour l'évaluation de l'ornière, dans cette étude, a considéré 5 points longitudinaux et 3 points transversaux répartis de manière équidistante dans la fosse. Les mesures finales, après densification du sol, sont enregistrées et utilisées pour réaliser une interprétation de la surface grâce au logiciel Surfer, lequel dispose d'une méthode appelée Kriging. Cette méthode permet une interpolation spatiale en évaluant la distribution de la profondeur de chacune des couches installées. La *Figure 4.33* illustre les surfaces analysées, en identifiant les points hauts et bas de chaque profil, ainsi qu'une distribution chromatique des niveaux enregistrés après l'interpolation. Les épaisseurs moyennes finales de chaque fosse construite pour chacun des sols sont indiquées à *l'annexe C*.

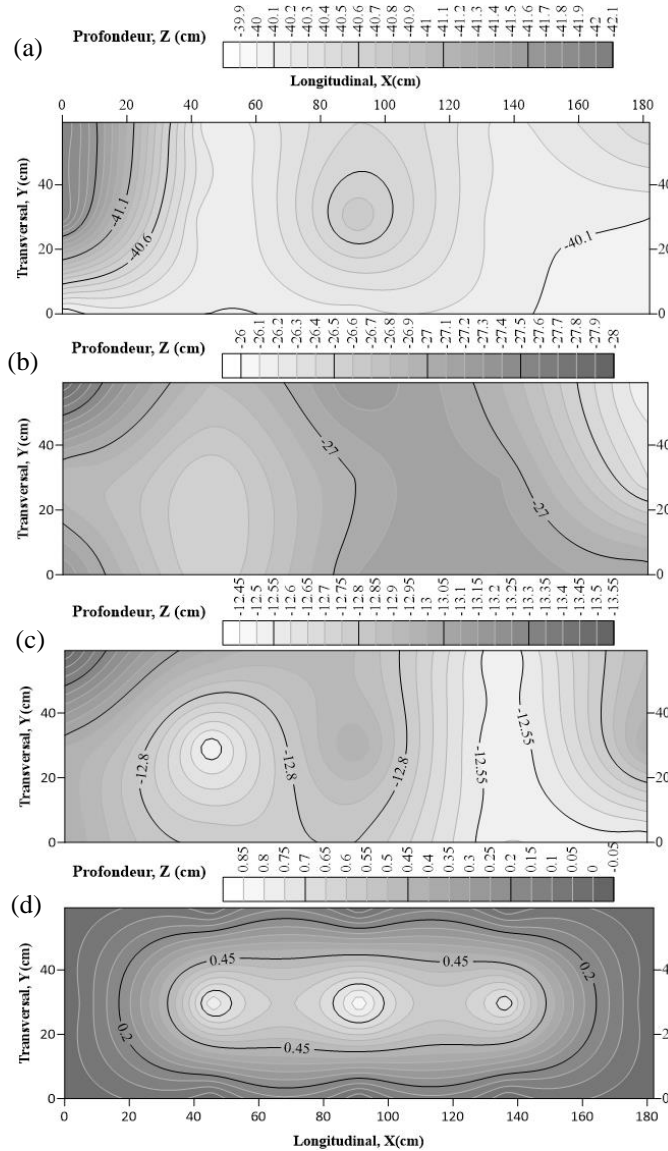


Figure 4.33: Exemple du niveau des couches pour SP a) Couche 1, b) Couche 2, c) Couche 3 et d) Couche 4

La Figure 4.33d et les images présentées dans la Figure 4.34 montrent que le résultat final du nivellement est fonction de la résistance du sol au compactage. Idéalement, le nivellement du sol devrait correspondre au point de référence stipulé dans la Figure 4.9a, cependant il n'a pas toujours été possible de mettre le sol en place dans ces conditions. Ces élévations initiales dans les échantillons ( $y_0$ ) ont été enregistrées et ont été prises en compte dans les résultats d'orniérage pour chacun des sols. Il est également important de noter que la valeur de la masse

volumique sèche optimale a été surestimée puisque le volume final de chaque échantillon a été supérieur au volume total de la fosse. Les *Figure 4.10* et *Figure 4.32* montrent un schéma typique de l'élévation initiale résultant du nivellement et du compactage final de l'échantillon.



**Figure 4.34: Résultat final du compactage pour chaque type de sol**

Les profils d'orniérage des échantillons ont par ailleurs permis d'observer le comportement et l'évolution de la déformation permanente du sol après une série de répétitions de charges. Les *tableaux 4.8*, à *4.11* présentent un sommaire des mesures effectuées sur les surfaces des échantillons sous 0.33MPa de pression de contact. A titre d'exemple, trois aspects différents ont été présentés pour chaque échantillon :

- a) L'évolution de l'orniérage sous une pression de contact de 0,33MPa : des mesures ont été effectuées dans deux secteurs de la fosse (*Figure 4.13*). La ligne de gauche est la ligne la plus proche du point de référence  $X_0, Y_0, Z_0$ . Parallèlement à la représentation de la surface du sol, la ligne maximale à laquelle le pneu peut descendre est présentée.
- b) Le déplacement vertical net de la surface du sol : une fois que les profils d'orniérage sont représentés, la valeur du déplacement net que l'échantillon a subi à la suite de l'enfoncement du pneu est calculée. Ce déplacement n'est que la moyenne des déplacements entre les mesures effectuées sur le côté droit et gauche de l'échantillon à chaque palier du cycle de chargement lequel considère la position initiale du pneu ( $D_0$ ), en prenant comme point de départ  $y_0$ . De plus, le déplacement maximal ( $D_{max}$ ) que le sol pourrait subir est également présenté et est calculée à partir de *l'équation 37*

$$D_{max} = \text{Enfoncement}_{max} - \frac{y_{0droit} + y_{0gauche}}{2} \quad \text{Équation 37}$$

- c) Enregistrement photographique : cet enregistrement est présenté pour établir un lien visuel entre le comportement du sol et les schémas présentés dans la figure (b)

Une analyse similaire a été effectuée pour les différentes pressions de contact étudiées. Celles-ci sont présentées à *l'annexe C*.

Pour des pressions de contact égales à 0,33, 0,42 et 0,49 MPa, où plusieurs cycles de chargement étaient possibles, l'ornière de l'échantillon SP augmentait avec un accroissement du nombre de cycles le long des deux lignes de mesure.

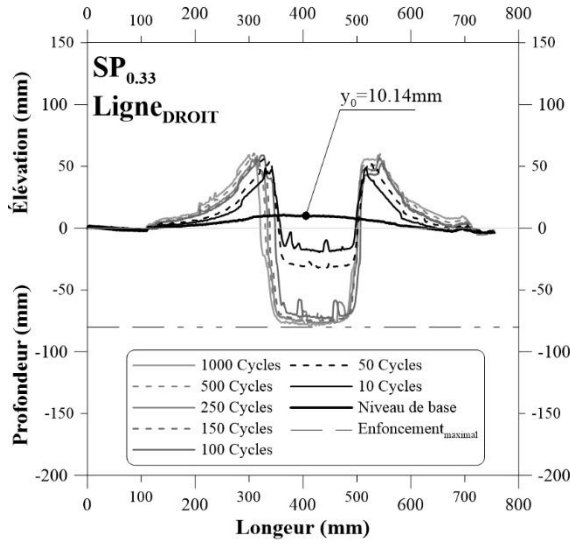
Il est important de mentionner que pour toutes les pressions de contact, la zone d'influence sur la surface du sol avait une largeur de  $\approx 650$  mm, et s'étend entre deux limites de  $\approx 100$  mm

et  $\approx 750$  mm de distance de la ligne de mesure. La surface du sol s'est déplacée vers le haut dans une plage d'environ 100-350 mm et 500-750 mm, et vers le bas entre 350-500 mm. En d'autres termes, sur les côtés gauche et droit de la trajectoire de la roue, les particules de sol se sont déplacées vers le haut, tandis que la direction du mouvement a changé vers le bas juste en dessous de la roue.

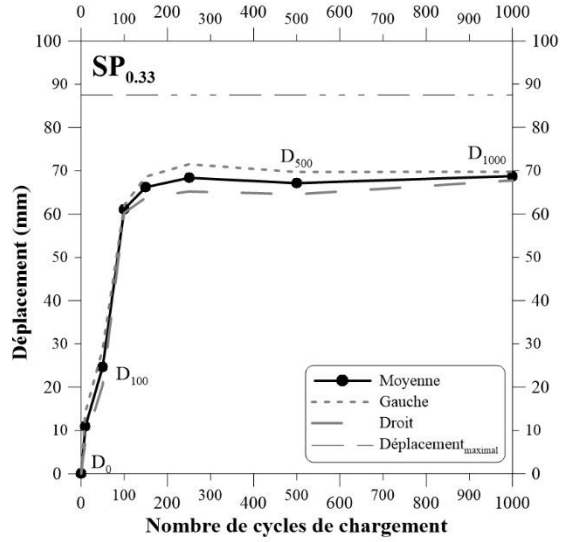


**Tableau 4.8 Résumé Ornière SP : a) Évolution de l'orniérage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique**

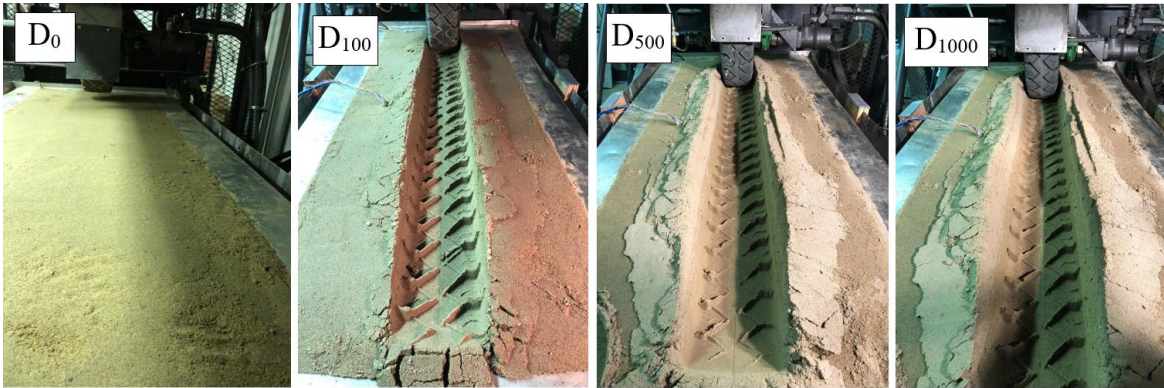
(a)



(b)



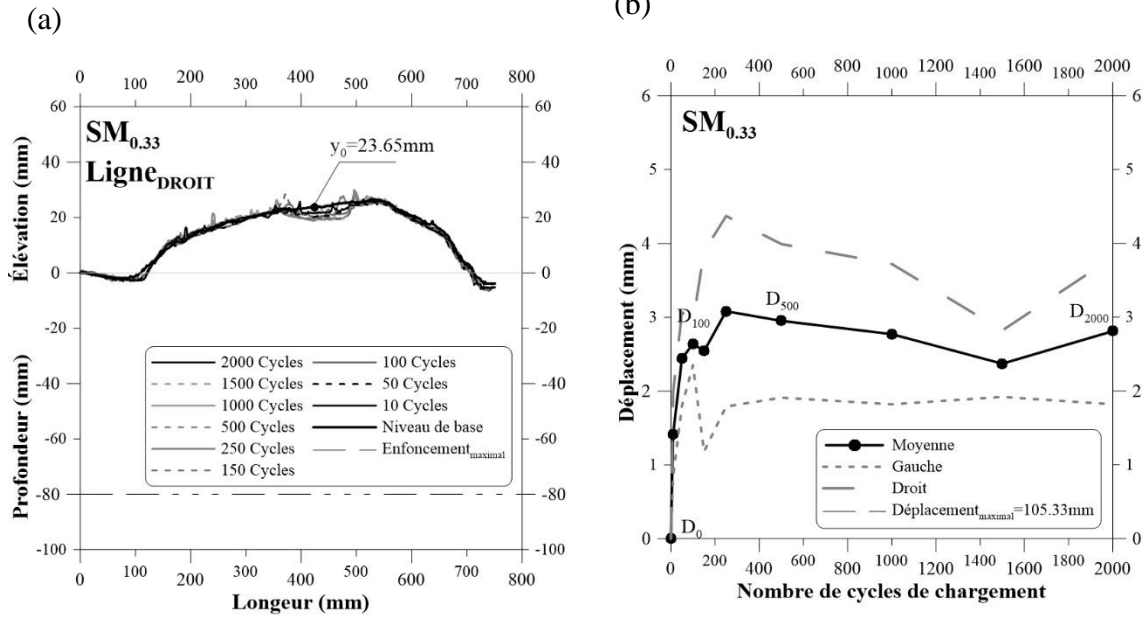
(c)



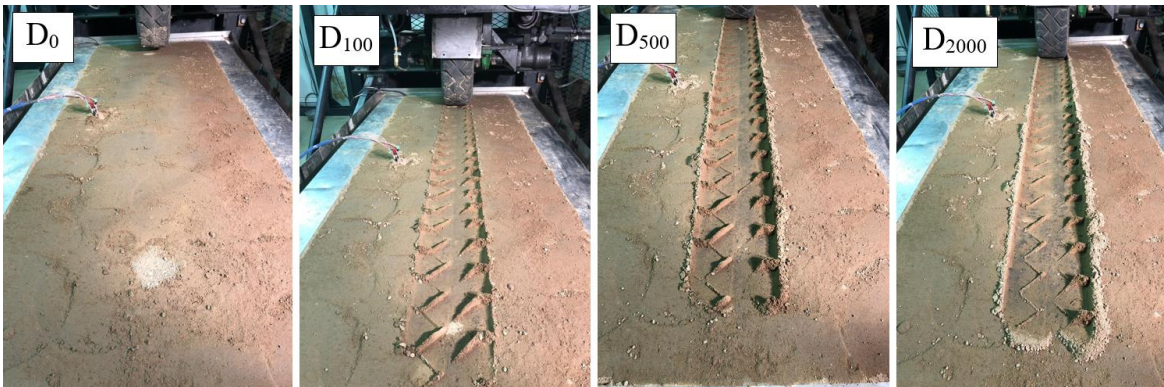
En raison de la grande rigidité de l'échantillon SM, il est difficile d'observer l'évolution et la représentation des ornières. D'autre part, plus la pression de contact est élevée, plus le sol accumule les déformations et plus il est possible d'observer l'évolution de l'orniérage.

Cependant, le déplacement net qu'a subi l'échantillon a permis de représenter le comportement du sol tout au long de l'essai d'une manière considérablement plus simple. En général, la zone d'influence pour les échantillons SM était d'environ 230 mm de large, étendue entre deux limites de 320 mm et 550 mm. Pour toutes les pressions de contact testées, le fluage a augmenté avec l'augmentation du nombre de cycles de chargement le long des deux lignes de mesure.

**Tableau 4.9 Résumé Ornière SM : a) Évolution de l'ornièrage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique**



(c)

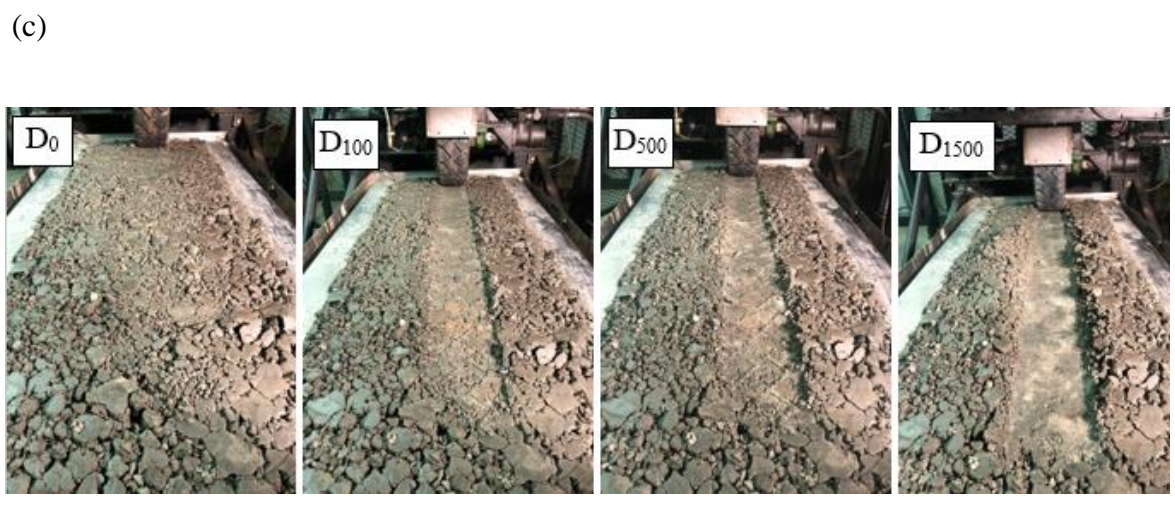
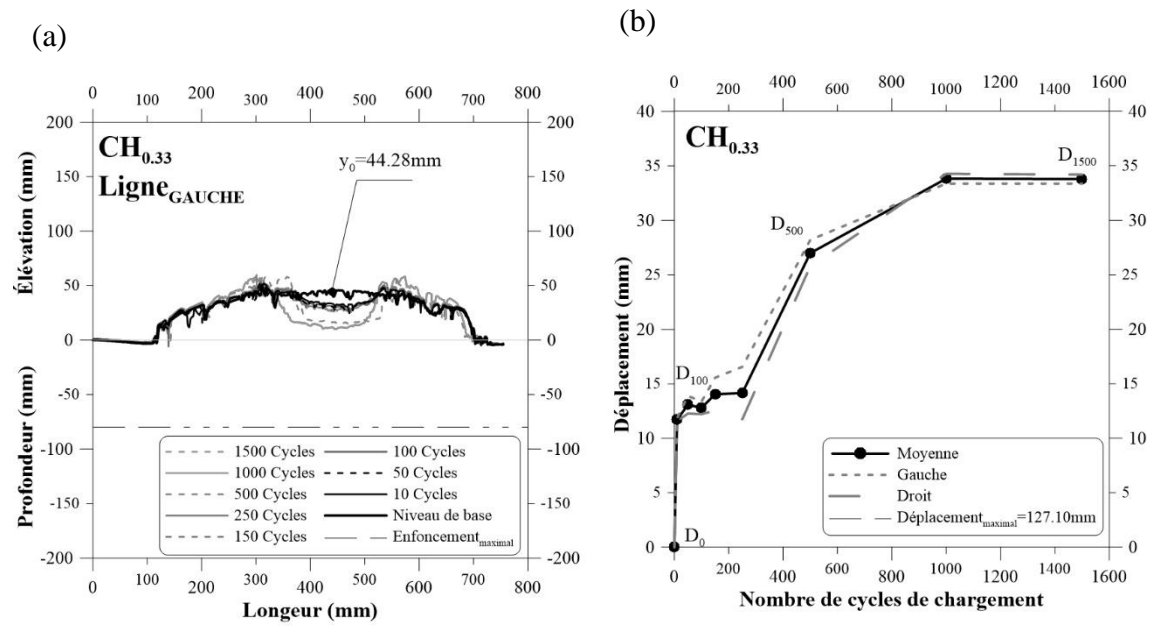


Initialement les mêmes critères ont été utilisés dans l'argile pour la finalisation de l'essai (enfoncement pneumatique maximum ou déplacement vertical maximum du capteur de déplacement). Cependant, aucun de ces critères n'a été pris en compte en raison du faible

déplacement interne des échantillons. À titre d'exemple, le déplacement le plus critique enregistré était de 1,14 mm en 500 cycles dans le capteur de déplacement.

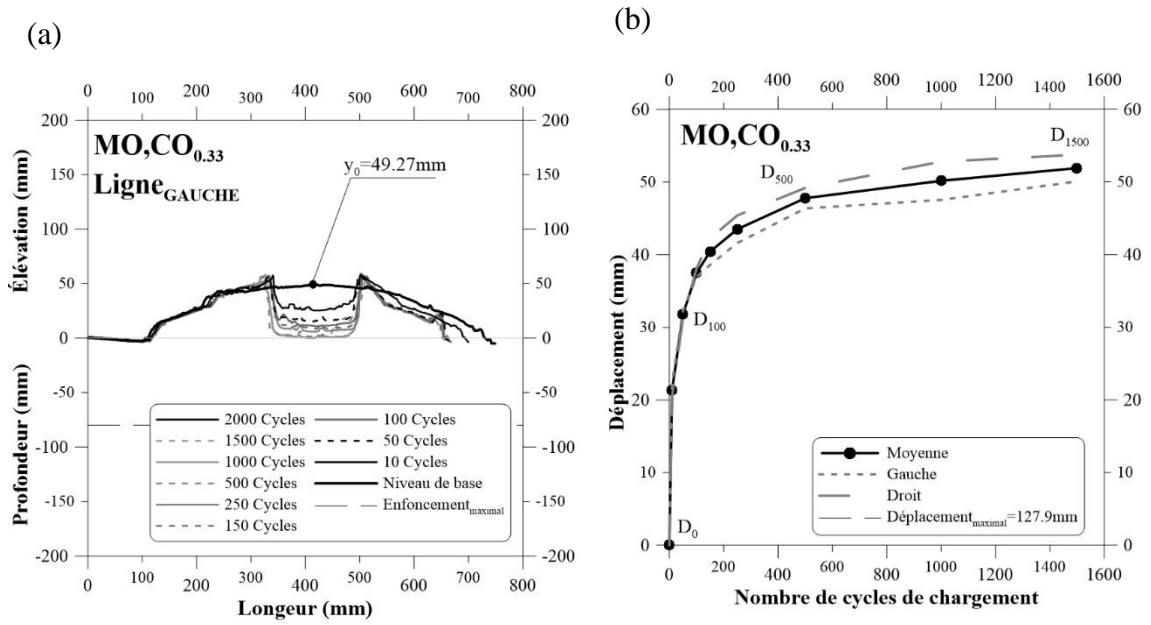
Dans la plupart des cas, l'ornièrè dans les échantillons CH a augmenté avec un accroissement du nombre de cycles le long des deux lignes de mesure (CH<sub>0,42</sub>, CH<sub>0,49</sub> et CH<sub>0,56</sub>). En d'autres termes, plus le nombre de répétitions de chargement est grand, plus les dommages au sol sont importants sans identifier une stabilisation. Cependant cette analyse a pu être confirmée après le traitement initial des données.

**Tableau 4.10 Résumé Ornière CH : a) Évolution de l'ornièrage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique**



Bien qu'au moment du compactage le sol organique semblait avoir une grande résistance, il a fini par présenter un comportement très similaire à celui présenté par le sol SP, dans lequel la pression verticale du pneu sur le sol génère un soulèvement du sol sur les côtés du pneu. L'orniérage dans les échantillons a augmenté de façon continue avec l'augmentation du nombre de cycles, mais dans des proportions différentes. Le MO,CO du sol sous une pression de contact de 0,33MPa a présenté un déplacement final moyen de 51,91mm tandis que sous 0,42 et 0,49MPa a présenté un déplacement d'environ 80mm. Pour la pression de contact la plus élevée, le déplacement moyen maximal de 114,70 mm a presque atteint le déplacement maximal du pneu (119,4 mm). En général, la zone d'influence pour les échantillons MO,CO était d'environ 370 mm de large (de 200 à 570mm).

**Tableau 4.11 Résumé Ornière MO,CO : a) Évolution de l'ornièrage à la surface du sol sous une pression de contact de 0,33MPa b) Déplacement vertical du sol c) Enregistrement photographique**



(c)



#### **4.1.      *Résumé résultats sur le simulateur***

Un résumé des résultats obtenus après les essais sur le simulateur à charge roulant est présenté dans le *Tableau 4.12* et ceux-ci comprennent des mesures importantes qui ont été prises en compte après l'emplacement des capteurs et l'installation de la dernière couche de sol pour chaque essai effectué.



**Tableau 4.12 Résumé résultats sur simulateur à charge roulante**

Échantillon	Pc (MPa)	LWD <sub>PORTABLE</sub>	DCP		CONTRAINTES	DEFORMATIONS				ORNIERAGE		
		E <sub>ELWD</sub> (MPa)	DPI (mm/coup)	E <sub>ELWD</sub> (MPa)	$\sigma_1$ (kPa)	D <sub>eff</sub> (mm)	L <sub>0</sub> (mm)	$\epsilon_P$ ( $\mu\epsilon$ ) *	$\epsilon_R$ ( $\mu\epsilon$ )	M <sub>R</sub> (Mpa)	y <sub>0</sub> (mm)	D <sub>max</sub> (mm) †
SP	0.33	28.21	109.50	57.20	120.70	8.00	141.00	11700.35	1115.00	50.06	7.49	87.49
	0.42				79.33	6.00	143.00	16181.82	1511.00		10.30	90.30
	0.49				92.76	8.00	141.00	29073.13	3865.00		10.58	90.58
	0.56				69.71	8.00	141.00	35614.79	4497.50		6.35	86.35
SM	0.33	66.48	15.87	122.10	28.46	8.00	141.00	1434.28	371.60	243.51	25.33	105.33
	0.42				74.21	5.00	144.00	6698.72	135.60		18.77	98.77
	0.49				44.63	1.00	148.00	15792.74	650.60		4.32	84.32
	0.56				102.94	1.00	148.00	28521.74	365.60		8.35	88.35
CH	0.33	18.97	25.65	39.90	99.48	7.00	142.00	27009.83	1083.91	269.18	47.10	127.10
	0.42				95.08	8.00	141.00	14151.74	547.75		24.84	104.84
	0.49				74.48	6.00	143.00	10128.97	164.71		34.42	114.42
	0.56				93.29	8.00	141.00	8111.33	259.75		20.99	100.99
MO,CO	0.33	15.90	42.20	65.30	50.37	7.00	142.00	15019.16	3485.50	26.96	47.90	127.90
	0.42				42.21	8.00	141.00	15490.38	2257.00		37.58	117.58
	0.49				61.70	6.00	143.00	14890.52	1231.50		37.15	117.15
	0.56				105.30	8.00	141.00	41662.79	4280.50		39.54	119.54

\* Dernière déformation permanente consignée dans le test

† Profondeur nette maximale que le pneu peut atteindre après l'installation de la quatrième couche

## CHAPITRE 5. DÉVELOPPEMENT DES MODELES DE PREDICTION

Le présent chapitre couvre l'analyse des résultats de déformation permanente et de déformation réversible obtenus dans des conditions du simulateur à charge roulante. De façon générale, l'analyse de la déformation plastique a pris en compte la détérioration de la surface des échantillons (orniérage) et l'influence que la pression de contact a exercée sur chacun d'eux. D'autre part, grâce au capteur de déplacement situé dans le corps des échantillons, il a été possible de calculer la déformation réversible dans chaque essai effectué, ce qui a permis d'exprimer d'une autre manière un modèle de prédiction d'endommagement dans les sols.

### 5.1. *Loi d'endommagement en fonction de la pression de contact*

Le corps de ce chapitre vise à remplir l'objectif principal du projet, lequel est basé sur le développement de lois de prédiction du comportement des sols sous l'effet du chargement cyclique. Ces lois peuvent être exprimées de différentes manières, cependant, la présentation finale de chaque loi de prédiction dépendra des ressources qui sont disponibles pour l'utilisateur.

L'évolution de la déformation permanente subie en surface des échantillons (orniérage) a permis de prédire, dans un premier temps, les dommages à long terme pour chaque sol. En utilisant les données recueillies sur le développement des ornières pour les sols étudiés, il est possible d'élaborer des lois d'endommagement. L'évolution de la profondeur d'orniérage ( $O$ ) avec un certain nombre de cycles sous différentes valeurs de pression de contact ( $P_c$ ) est présentée à la *Figure 5.1* pour les différents types des sols étudiés.

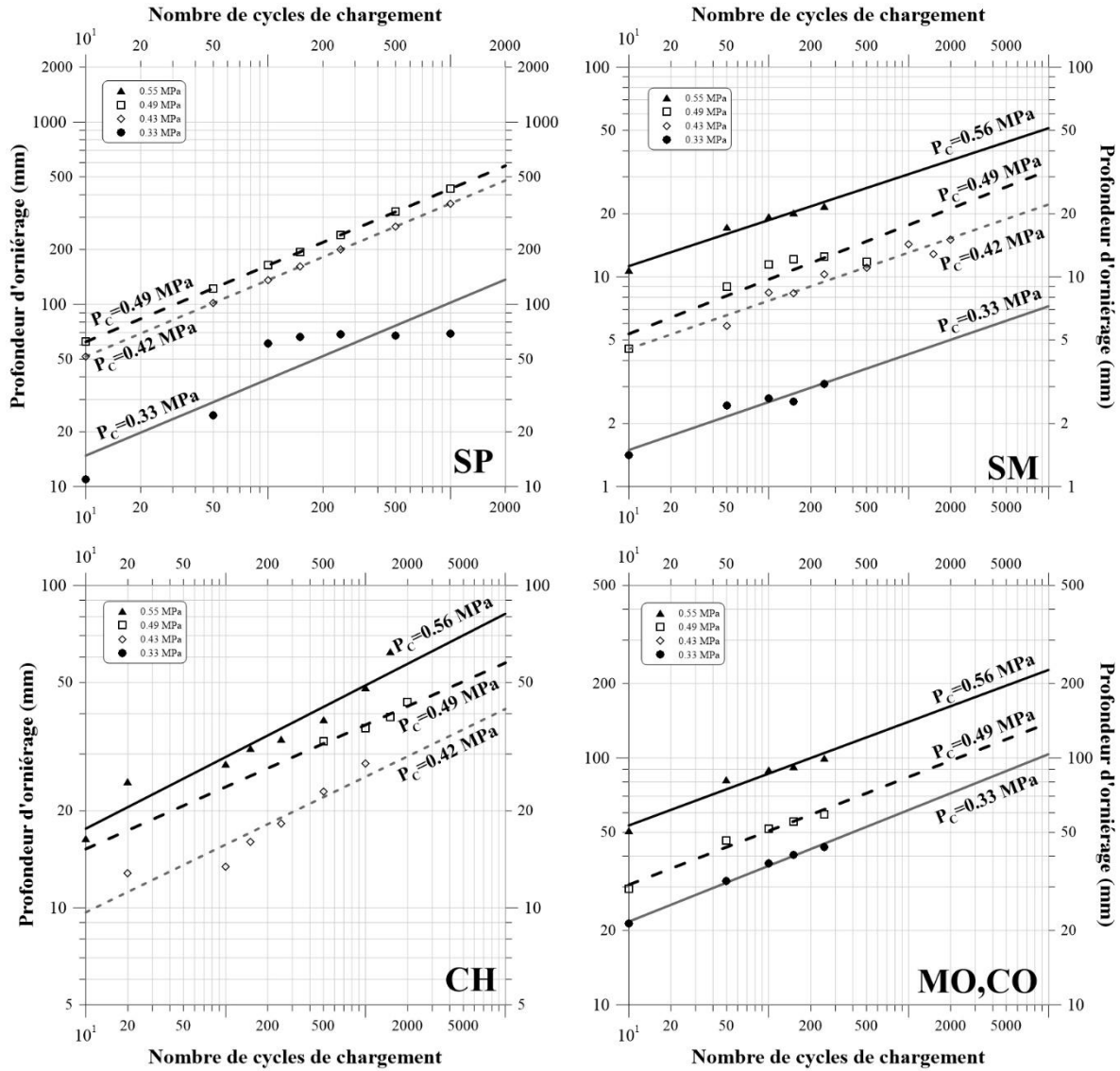


Figure 5.1: Changements de la profondeur maximale d'ornièrage avec le nombre de cycles de chargement sous plusieurs valeurs de pression de contact

À titre d'exemple, ce chapitre analyse les résultats obtenus pour l'échantillon SM. Cependant, les équations trouvées pour chacun des sols et pour chacune des pressions de contact sont présentées à l'Annexe C

La profondeur de l'orniérage (O) augmente avec l'augmentation de la pression de contact et du nombre de cycles de chargement. De plus, le gradient de changement de la profondeur d'orniérage avec un certain nombre de cycles de chargement est relativement similaire pour toutes les valeurs de pression de contact. La relation entre la profondeur de l'ornière et le nombre de cycles de chargement, pour chaque pression de contact, a été définie pour permettre de déterminer analytiquement, à l'aide de lignes de tendance, le nombre de cycles nécessaires pour atteindre une profondeur d'ornière spécifique. Il est également possible de noter que les valeurs de profondeur d'orniérage pour les différentes pressions de contact montrent certaines irrégularités par rapport à la tendance générale de l'orniérage pour différents types de sol. Cela peut être partiellement attribué à de légères variations des propriétés de l'état du sol d'un échantillon à l'autre. À partir de ces courbes de tendance générées, il a été possible de déterminer les équations pour chaque pression de contact (*Tableau 5.1*), permettant ainsi de connaître le nombre de cycles en fonction d'une ornière donnée.

**Tableau 5.1 Résumé résultats sur simulateur à charge roulante**

<b>Pression de contact (P<sub>c</sub>) (MPa)</b>	<b>ln(O) (mm)</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>Équation</b>
0.33	0.228*ln(N) - 0.123	0.921	<b>Équation 38</b>
0.42	0.230*ln(N) + 0.985	0.930	<b>Équation 39</b>
0.49	0.260*ln(N) + 1.080	0.830	<b>Équation 40</b>
0.56	0.219*ln(N) + 1.917	0.961	<b>Équation 41</b>

La loi des dommages présentée dans la *Figure 5.2* est une fonction du nombre d'applications de chargement et de la pression de contact exprimée en kPa. Ce graphique montre que, pour chaque pression de contact donnée, il y aura un nombre différent de répétitions de chargement si l'orniérage est fixé (50 mm et 100 mm dans cet exemple). En outre, plus la pression de contact (P<sub>c</sub>) est élevée, moins le nombre de cycles de charge pour obtenir un orniérage donné est important.

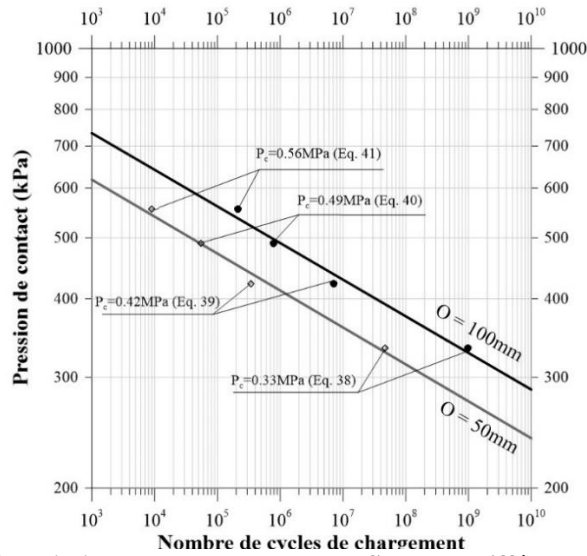


Figure 5.2: Loi d'endommagement du sol SM pour différentes ornières

La conception de la loi d'endommagement a été conçue dans un espace logarithmique dont la pression de contact sur la surface du sol est liée au nombre de cycles de chargement. L'extrapolation des courbes de tendance permet d'obtenir les équations, qui enregistrent la pression de contact admissible au sommet du sol lors de l'application d'un certain nombre de cycles de chargement. Ces équations sont présentées dans le *Tableau 5.2* pour deux profondeurs d'orniérage différentes.

Tableau 5.2 Équations Loi d'endommagement du sol SM pour différents orniérages

Orniérage (mm)	$\ln(P_c)$ (kPa)	$R^2$	Équation
50	$-0.074 * \ln(N) + 6.998$	0.99	Équation 42
100	$-0.076 * \ln(N) + 7.245$	0.99	Équation 43

Cette même procédure a été effectuée pour les quatre types de sol considérés (SP, SM, MO et CH). Cependant, en raison de légères variations des propriétés du sol d'un échantillon à l'autre, certaines données incohérentes sur l'orniérage pour certaines pressions de charge ont été écartées. Ceci a été fait afin d'obtenir une loi d'orniérage cohérente pour chaque type de sol.

Cette méthode de conception a permis de développer des abaques prédictifs pour quatre types de sols ayant des caractéristiques différentes. En conséquence, si la valeur tolérée pour l'orniérage est de 100 mm, il sera possible de connaître la pression de contact requise pour un certain nombre de cycles de chargement. Il est également possible de prédire le nombre de cycles de chargement nécessaires pour atteindre 100 mm d'orniérage à une certaine pression de contact.

L'évolution de la pression de contact avec le nombre d'applications de charge pour chaque sol est présentée à la *Figure 5.3* dans une espace logarithmique et au *Tableau 5.3*. Celles-ci permettent d'observer et de déterminer pour tous les sols que plus le nombre de répétitions de chargement est élevé, moindre est la pression qui devra être exercée sur le sol afin de respecter le critère d'endommagement stipulé ( $O = 100\text{mm}$ ). Cependant, il est important de souligner que la pression de contact déterminée est amplement influencée par le gradient et l'intersection des courbes extrapolées dans chacun des sols.

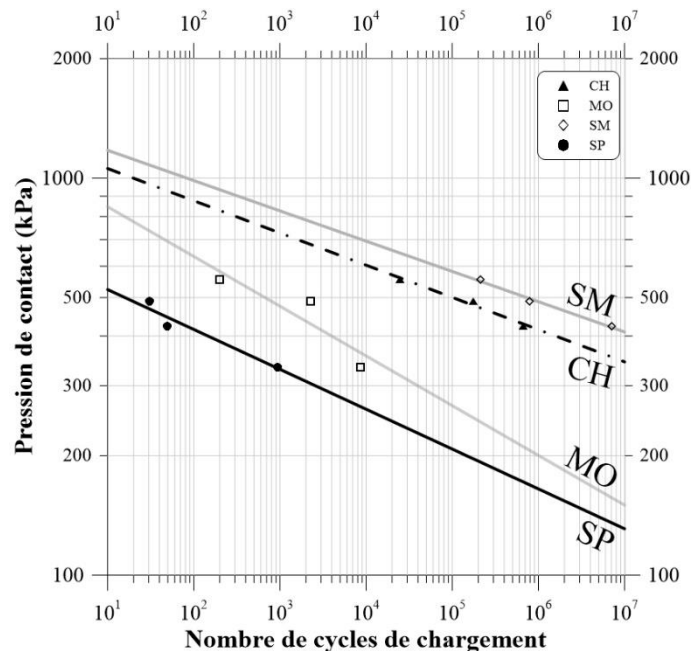


Figure 5.3: Loi d'endommagement en fonction de la Pression de contact pour un ornière de 100mm

**Tableau 5.3 Équations Loi d'endommagement pour un ornière de 100mm**

Sol	$\ln(P_c)$ kPa	R <sup>2</sup>	Équation
SP	$-0.100*\ln(N)+6.492$	0.93	Équation 44
SM	$-0.076*\ln(N)+7.245$	0.99	Équation 45
CH	$-0.0811*\ln(N)+7.150$	0.97	Équation 46
MO,CO	$-0.125*\ln(N)+7.030$	0.81	Équation 47

### 5.1.1. Relations de corrélations

Au-delà de la détermination des propriétés physiques et mécaniques des sols, les essais présentés au *chapitre 3* ont été réalisés avec un autre objectif spécifique, la réalisation d'une étude visant à établir des corrélations entre les propriétés mécaniques ou physiques des sols et les lois développées dans la *section 5.1*.

Dans cette étude, la sélection de la corrélation appropriée a été principalement fonction du coefficient de détermination R<sup>2</sup>. Une fois analysées les différentes possibilités afin d'obtenir des corrélations appropriées, il a été conclu que les propriétés mécaniques des sols présentent un meilleur comportement selon le critère de la valeur R<sup>2</sup>.

La propriété mécanique qui a présenté le meilleur coefficient de corrélation en fonction du gradient dans chacune des lois développées (*équations 44, 45, 46 et 47*) a été la masse volumique sèche maximale exprimée en kg/m<sup>3</sup> déterminée selon la norme CANBNQ 2501-255 Proctor modifiée. D'autre part, le DPI moyen calculé a été mis en relation avec les points d'intersection des courbes de tendance de chaque sol rapportant un R<sup>2</sup> acceptable.

Les relations déterminées sont de type linéaire et possèdent un coefficient de détermination (R<sup>2</sup>) acceptable pour leur utilisation. Dans ce cas-ci, la pente (a) et l'intersection (I) sont

directement proportionnels à la masse volumique sèche maximale ( $\delta_{max}$ ) et l'indice de pénétration dynamique DPI. Elles s'expriment de la façon suivante :

$$a = \frac{\delta_{max} - 2792.5}{9633.03}, R^2 = 0.78 \quad \text{Équation 48}$$

$$I = \frac{DPI - 927.53}{-125.95}, R^2 = 0.99 \quad \text{Équation 49}$$

A partir de ces équations, une loi générale a été développée permettant de définir la pression de contact de surface en fonction de paramètres qui décrivent les propriétés et le comportement mécanique de chaque sol. La masse volumique sèche maximale ( $\text{kg/m}^3$ ) associée à la teneur optimale en eau conduit à un compactage adéquat et recommandé de chaque sol ; c'est une propriété qui est déterminée de façon routinière. De même, le test DCP est un test de terrain qui donne un indice de pénétration exprimé en millimètres par coup (indice de pénétration dynamique, DPI) ; c'est un outil couramment utilisé dans le domaine de l'ingénierie des chaussées. Ces deux paramètres de caractérisation ont été pris en compte pour l'élaboration d'une équation générale, qui a permis de calculer la pression de contact :

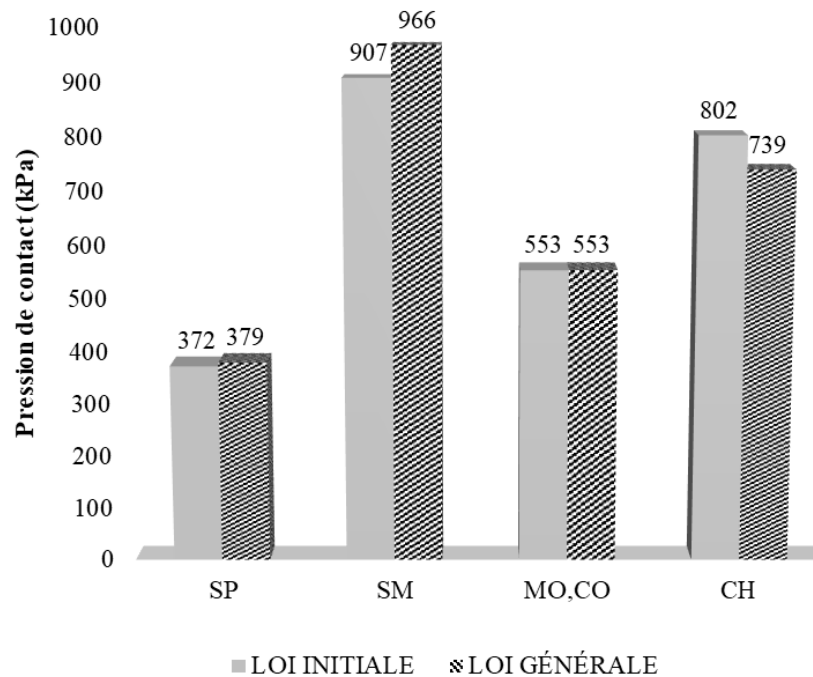
$$\ln(P_c) = \left( \frac{\delta_{max} - 2792.5}{9633.03} \right) \ln(N) + \frac{DPI - 927.53}{-125.95} \quad \text{Équation 50}$$

où

$P_c$	<i>Pression de contact (kPa),</i>
$N$	<i>Nombre de cycles de chargement,</i>
$\delta_{max}$	<i>Masse volumique sèche maximale (<math>\text{kg/m}^3</math>), et</i>
$DPI$	<i>Indice de pénétration dynamique (mm/coup)</i>



La comparaison des valeurs calculées et expérimentales, observées dans la *Figure 5.4*, montre que le modèle a une capacité de prédiction satisfaisante. Pour cette analyse, les pressions de contact indiquées dans la *Figure 5.4* ont été calculées pour une valeur fixe de 300 cycles de chargement. Les barres grises représentent les pressions de contact exprimées en kPa pour chaque type de sol en considérant uniquement le nombre de cycles de chargement (équations 44, 45, 46 et 47). Les pressions de contact représentées par les barres noires rayées, qui ont été calculées à partir de l'équation 36, ne tiennent compte que de la densité et du DPI caractéristique de chacun des sols.



**Figure 5.4:** Comparaisons des Pression de contact à l'aide des équations des lois d'endommagement

### 5.1. *Loi d'endommagement en fonction de la déformation réversible*

La déformation élastique de chaque sol permet d'une autre façon typique d'exprimer la loi d'endommagement, qui est obtenue grâce aux capteurs installés à l'intérieur des échantillons.

Cette loi permet de déterminer, après avoir choisi un critère d'endommagement (100mm), le nombre de cycles nécessaires que le sol peut subir en fonction de la déformation réversible.

Lors des essais, les déformations réversibles dans le corps du sol ont été compilées (Voir *Figure 4.30*). De même, l'évolution des dommages subis par chaque sol sous forme d'orniérage a été mesurée (Voir *annexe C*).

La courbe de tendance extrapolée dans la *Figure 5.5* se trouve dans un espace logarithmique qui est composé de 12 points (3 points pour chaque type de sol). Chaque point tracé est sujet à la déformation réversible et au nombre de répétitions de chargement calculé à partir des extrapolations générées dans la *Figure 5.1* et des équations présentées dans *l'annexe C - section orniérage*.

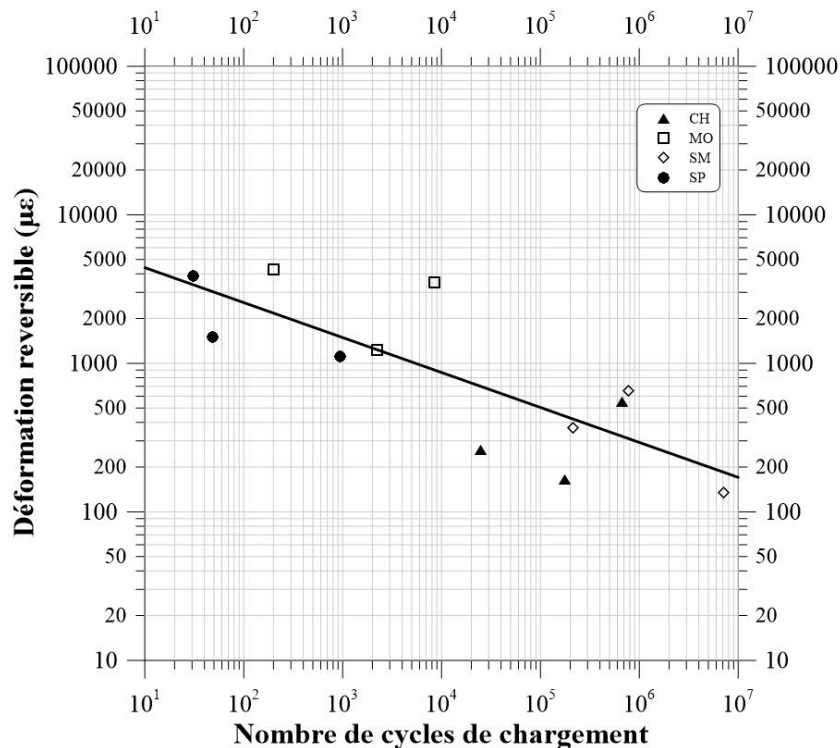


Figure 5.5: Loi d'endommagement en fonction de la déformation réversible pour un ornière de 100mm

Les sols plus rigides présentent des déformations élastiques plus faibles pour des conditions d'essai similaires, tandis que les sols plus mous sont susceptibles de présenter des déformations élastiques plus importantes. Selon cette relation, plus le nombre de répétitions de charge est élevé, plus la déformation élastique doit être faible pour la même profondeur d'ornière. Ce type de loi d'endommagement est plus général car il peut potentiellement intégrer tous les types de sols, mais nécessite une bonne connaissance des propriétés du sol pour calculer la déformation élastique théorique.

L'extrapolation a permis d'obtenir l'équation générale de l'évolution de la déformation réversible admissible dans le corps du sol en fonction du nombre de cycles de charge. Cette équation est présentée ci-dessous

$$\ln(\varepsilon_R) = -0.235 * \ln(N) + 8.93, R^2 = 0.64 \quad \text{Équation 51}$$

où

$\varepsilon_R$             *Déformation réversible (kPa),*  
 $N$                 *Nombre de cycles de chargement,*

## 5.2.            *Corrélations des propriétés mécaniques du sol*

Diverses études ont été menées pour développer des relations empiriques entre la résistance à la pénétration (DCP), le CBR et les paramètres mécaniques déterminés à partir d'essais triaxiaux, notamment l'angle de frottement ( $\phi'$ ). Le *Tableau 5.4* montre la corrélation entre DPI-SPT, DPI-CBR, angle de frottement  $\phi'$ -SPT, angle de frottement  $\phi'$ -DPI et angle de frottement  $\phi'$ -CBR extraits à partir de ASTM D 1586-64; Webser et al. (1992); Zekkos et al. (2004); Mohammadi et al. (2008); Vaz et al. (2018); et Al-Hashemi & Bukhary (2016).

**Tableau 5.4 Corrélations entre  $\phi$  et SPT, DPI et CBR**

Équation	Reference	Équation
$Log(DPI) = -1.05 + 2.03 * Log(SPT)$	ASTM D 1586-64	<b>Équation 52</b>
$Log(CBR) = 2.46 - 1.12 * Log(DPI)$	Webster et al. (1992)	<b>Équation 53</b>
$\phi' = 3.5 * \sqrt{NSPT * 1.2} + 22.3$	Zekkos et al. (2004)	<b>Équation 54</b>
$\phi' = 52.16 * (DPI)^{-0.13}$	Mohammadi et al. (2008)	<b>Équation 55</b>
$\phi' = 20 + \sqrt{15.4 * (NSPT * 1.2)}$	Vaz et al. (2018)	<b>Équation 56</b>
$\phi' = (CBR + 31.033)/1.925$	Al-Hashemi & Bukhary (2016)	<b>Équation 57</b>

Ces équations ont été traitées afin de déterminer l'angle de frottement  $\phi'$  pour l'ensemble des études. Les *équations 52* et *53* sont très utiles dans le traitement de l'information puisqu'elles ont permis d'exprimer entre autres " $\phi$ " en termes de DPI. Une fois que  $\phi'$  est calculé, et grâce à l'*équation 26*, il est converti en paramètre  $\beta$  du modèle de Drucker Prager afin d'être comparés avec la corrélation présentée dans l'*équation 58* de cette étude où  $\beta$  est l'enveloppe de rupture du MDP exprimée en degrés et le DPI est l'indice de pénétration exprimé en mm/coup.

$$\beta = 61.695 * DPI^{-0.02}, R^2 = 0.69 \quad \text{Équation 58}$$

La *Figure 5.6*, au-delà de l'évolution de  $\beta$  en fonction du DPI, montre donc que plus le DPI est élevé, plus l'angle de frottement est faible, ce qui est corroboré par le comportement des courbes proposées par différents auteurs.

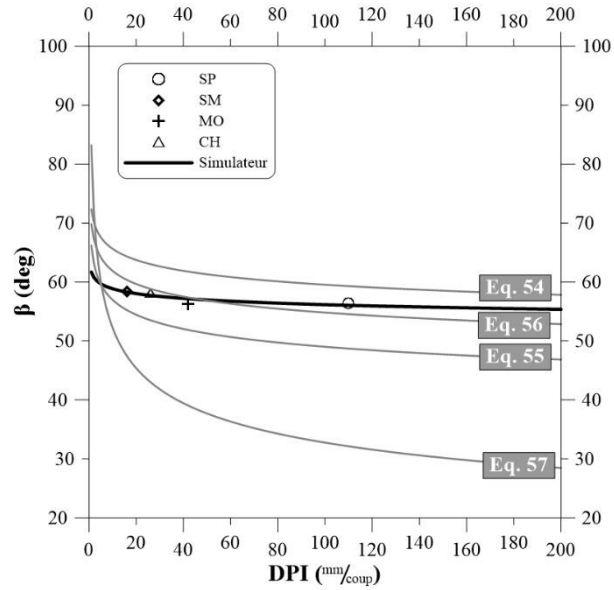


Figure 5.6: Comparisons corrélations entre  $\beta$  et DPI

De même, les corrélations pour l'obtention du module résilient à partir de l'essai DCP sont largement abordées en recherche. Le Pavement Design Manual (2007) fournit une corrélation pour la détermination du module réversible en fonction du CBR, et grâce à l'équation 53, il peut être transformé en DPI.

$$M_R = 17.58 * CBR^{0.64} \quad \text{Équation 59}$$

Fortunato et al. (2009) a fourni l'équation 60 pour les sols fins et l'équation 61 pour les sols grossiers.

$$M_R = 199.17 * DPI^{-0.42} \quad \text{Équation 60}$$

$$M_R = 310.23 * DPI^{-0.8} \quad \text{Équation 61}$$

Boutet (2008) propose deux équations, la première pour les sols cohésifs (équation 62) et la deuxième pour les sols granulaires (équation 63).

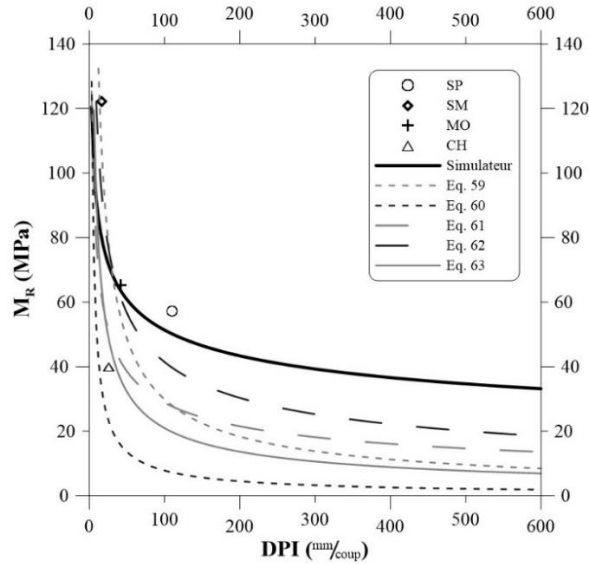
$$M_R = 329 * DPI^{-0.45} \quad \text{Équation 62}$$

$$M_R = 364 * DPI^{-0.62} \quad \text{Équation 63}$$

Dans le *Tableau 4.12*, les DPI et le module réversible ont été mis en relation afin de les comparer avec les modèles développés au cours des dernières décennies. Par conséquent, l'expression trouvée pour la présente étude est représentée par l'*équation 64*.

$$M_R = 157.81 * DPI^{-0.244}, R^2 = 0.18 \quad \text{Équation 64}$$

La *Figure 5.7* montre l'évolution du module réversible par rapport à l'indice de pénétration de l'essai DCP. La corrélation obtenue dans cette étude a été créée à partir d'une série de tests effectués sur des échantillons de sol (*ver section 4.3.3*). Bien que la corrélation développée présente un faible coefficient de détermination, il est important de commencer à générer ce type de relations pour les sols et de les alimenter en générant une base de données dépendante pour diminuer le degré d'incertitude. De même, pour mettre en pratique l'*équation 64* développée, il est important d'observer son comportement et sa localisation par rapport à ce qui existe déjà dans la littérature. Comme le montre la figure 5.7, celle-ci est très semblable à celles proposées par le Pavement Design Manual (2007), Fortunato et al. (2009) et Boutet (2008).



**Figure 5.7: Comparaisons corrélations entre  $M_R$  et DPI**

Comme le montre la *Figure 4.26*, les cheminements des contraintes dans les essais effectués sur le simulateur ont été influencés par la cohésion du sol. Il est possible d'obtenir une cohésion ( $d$ ) approximative du MDP en fonction des essais de caractérisation de base du sol (limites d'Atterberg et analyse granulométrique). Cependant, en l'absence de cet essai, une estimation de la cohésion est possible grâce à la classification du sol. Le *Tableau 5.5* présente l'estimation de la cohésion des sols à partir de la littérature basée sur la classification des sols. D'après les corrélations de la littérature, les sols analysés dans ce rapport présentent des résultats similaires. Par exemple, le sol SM présente une cohésion ( $d$ ) de 4.59 kPa ( $c=3.65\text{kPa}$ ) d'après l'essai triaxial, alors que d'après la corrélation, elle serait minimum de 10 kPa (pour "Loamy sand, sandy clay Loam - saturated") ou de 14 kPa ("Sand silt clay with slightly plastic fines - saturated compacted"), le sol CH présente 16.89 kPa de cohésion ( $d$ ) ce qui se traduit par 13.46 kPa de cohésion ( $c$ ) dans le cercle de la Mohr, alors que d'après les corrélations, elle serait de 15 kPa (moyenne pour "Clay Loam, Silty Clay Loam - Saturated" ou "Silty clay, clay – saturated") et le sol SP présente 0 kPa de cohésion ( $d$  et  $c$ ), comme dans la littérature ("Poorly graded gravel, sandy gravel, with little or no fines").

**Tableau 5.5 Cohésion estimée à partir de la classification des sols (Tire de Edge (2020))**

Description	USCS	Cohesion [kPa]		
		min	max	Value
Well graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GW	-	-	0
Poorly graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GP	-	-	0
Silty gravels, silty sandy gravels	GM	-	-	0
Clayey gravels, clayey sandy gravels	GC	-	-	20
Well graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SW	-	-	0
Poorly graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SP	-	-	0
Silty sands	SM	-	-	22
Silty sands - Saturated compacted	SM	-	-	50
Silty sands - Compacted	SM	-	-	20
Clayey sands	SC	-	-	5
Clayey sands - Compacted	SC	-	-	74
Clayey sands -Saturated compacted	SC	-	-	11
Loamy sand, sandy clay Loam - compacted	SM, SC	50	75	-
Loamy sand, sandy clay Loam - saturated	SM, SC	10	20	-
Sand silt clay with slightly plastic fines - compacted	SM, SC	-	-	50
Sand silt clay with slightly plastic fines - saturated compacted	SM, SC	-	-	14
Inorganic silts, silty or clayey fine sands, with slight plasticity	ML	-	-	7
Inorganic silts and clayey silts - compacted	ML	-	-	67
Inorganic silts and clayey silts - saturated compacted	ML	-	-	9
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity	CL	-	-	4
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity - compacted	CL	-	-	86
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity - saturated	CL	-	-	13
Mixture if inorganic silt and clay - compacted	ML-CL	-	-	65
Mixture if inorganic silt and clay - saturated compacted	ML-CL	-	-	22
Organic silts and organic silty clays of low plasticity	OL	-	-	5
Inorganic silts of high plasticity - compacted	MH	-	-	10
Inorganic silts of high plasticity - saturated compacted	MH	-	-	72
Inorganic silts of high plasticity	MH	-	-	20
Inorganic clays of high plasticity	CH	-	-	25
Inorganic clays of high plasticity - compacted	CH	-	-	103
Inorganic clays of high plasticity - saturated compacted	CH	-	-	11
Organic clays of high plasticity	OH	-	-	10
Loam - Compacted	ML, OL, MH, OH	60	90	-
Loam - Saturated	ML, OL, MH, OH	10	20	-
Silt Loam - Compacted	ML, OL, MH, OH	60	90	-
Silt Loam - Saturated	ML, OL, MH, OH	10	20	-
Clay Loam, Silty Clay Loam - Compacted	ML, OL, CL, MH, OH,	60	105	-
Clay Loam, Silty Clay Loam - Saturated	ML, OL, CL, MH, OH,	10	20	-
Silty clay, clay - compacted	OL, CL, OH, CH	90	105	-
Silty clay, clay – saturated	OL, CL, OH, CH	10	20	-



## **CHAPITRE 6. DISCUSSION DES RESULTATS ET RECOMMANDATIONS**

Cette section vise à expliquer les différents points et problèmes observés au cours du processus de développement des essais. Des recommandations sur la méthodologie, et quelques recommandations sur l'élaboration des corrélations seront présentées. Ceci afin de suggérer des recherches supplémentaires qui peuvent soutenir, vérifier et améliorer le présent travail.

### **6.1. *Méthodologie développée***

Il existe divers modèles dans la Terramécanique. L'une de ces méthodes est basée sur des méthodes empiriques qui, comme en géotechnique, sont utilisées pour la conception de l'infrastructure ou pour la conception du pneu que le véhicule utilisera. Toutefois, il s'agit toujours de solutions très spécifiques à un problème donné. D'où le développement de méthodes empiriques, qui au-delà de se focaliser sur le service, vise à prédire la détérioration typique des matériaux. Dans ce cadre, une méthode de calcul a été mise au point, qui repose sur une série de calculs et de corrélations obtenues pour élaborer une loi d'endommagement à partir d'informations expérimentales, ce qui en fait une méthode rigoureuse. Cependant, comme il s'agit désormais d'une méthode empirique, il existe différentes voies à suivre et différentes méthodologies à utiliser, ce qui permettra de renforcer les prédictions du comportement de l'interaction des sols avec les véhicules hors route.

### **6.2. *Instruments de mesure et installation des capteurs***

Dans les essais triaxiaux, les déformations enregistrées sont mesurées avec un certain degré d'incertitude. Le capteur de déplacement situé dans la partie supérieure de la cellule triaxiale

(Voir *Figure 3.4*) permet de connaître le déplacement que subit l'échantillon tout au long de la saturation, de la consolidation et de la rupture ultérieure à chaque instant. Cependant, il n'a pas encore été possible de connaître les déformations internes de l'échantillon, qui sont susceptibles d'être encore plus importantes et considérables.

D'autre part, les déformations permanentes mesurées dans le simulateur correspondent à des mesures continues effectuées grâce à un capteur situé dans le corps du sol. Les résultats obtenus sont totalement cohérents (Voir *Figure 4.29*). Dans l'ensemble des résultats, il est possible de constater l'accumulation de déformations permanentes à fur et à mesure que le nombre de répétitions de charge augmente, ce qui est un comportement typique des sols et des matériaux granulaires sous charge cyclique. Néanmoins, l'installation de plusieurs capteurs de déplacement le long de la zone d'influence (Voir *Figure 4.3*) pourrait diminuer le degré d'incertitude au moment de déterminer les déformations et ainsi d'obtenir une valeur plus représentative mais un grand nombre de capteurs pourrait également affecter le comportement structural du sol. Cependant, cela dépend de la répartition spatiale des autres capteurs à localiser.

Pour bien comprendre la variabilité du module réversible rapportée dans le *Figure 4.31*, il est important de redéfinir dans un premier temps que le calcul de la déformation réversible consiste à mettre en relation la contrainte verticale transmise par une charge provenant de la surface et la déformation réversible que celle-ci génère dans le sol. Par conséquent, il existe deux hypothèses pour obtenir un module d'élasticité élevé. La première est que les contraintes déterminées par les capteurs de pression soient plus élevées que les contraintes réelles et la deuxième est que les déformations déterminées par le capteur de déplacement soient plus faibles que les déformations réelles. Le risque qu'un capteur mesure des valeurs de contraintes plus élevées est donc minime. La manipulation et la localisation aisées des capteurs dans les échantillons minimisent la probabilité de subir des dommages, en réduisant le degré d'incertitude des données obtenues. D'autre part, le capteur de déplacement amène

avec lui différents points à considérer, lesquelles peuvent influencer la variation du module réversible. Tout d'abord, la méthodologie utilisée pour la localisation du capteur dans le corps du sol est fondamentale pour sa fonctionnalité. Pour les sols SP, SM et MO,CO, l'installation de ce capteur a été faite après la construction et le compactage de la troisième couche. De sorte qu'une fois celle-ci compactée, une excavation d'un diamètre plus grand que les anneaux est faite, permettant un nivellement à la base du capteur, une manipulation et un compactage ultérieur. Un critère fondamental pour l'emplacement du capteur était de maintenir son allongement maximal lors du compactage du sol autour de lui, en supposant qu'à la fin de l'essai, le capteur serait totalement comprimé par le passage répétitif de la roue. Par conséquent, l'énergie de compactage peut être différente de l'énergie initialement utilisée pour compacter la couche, générant une plus grande densité du sol dans le corps du capteur, ce qui entraîne une réponse élastique plus élevée. Par exemple, les réponses élastiques obtenues après le premier cycle de charge pour les différentes pressions de contact dans l'échantillon SM étaient de  $SM_{0,33}=476$  ( $\mu\epsilon$ ),  $SM_{0,43}=588$  ( $\mu\epsilon$ ),  $SM_{0,49}=1252$  ( $\mu\epsilon$ ) et  $SM_{0,59}=949$  ( $\mu\epsilon$ ). Cependant, après 500 cycles, ces déformations ont eu une réduction de 24 %, 81 %, 44 % et 63 % respectivement, ce qui est attribué à la densification du sol qui a pour effet d'augmenter la capacité structurale. En ce qui concerne l'argile, le processus d'installation du capteur diffère un peu de celui présenté dans les autres sols. Celui-ci a été localisé après l'installation et le compactage de la deuxième couche, générant une excavation et plaçant le capteur sur une surface nivelée. Ensuite, le compactage autour du capteur s'est fait au fur et à mesure que la troisième couche était compactée. Pour comprendre la variation du module réversible pondéré dans l'argile, il est important de clarifier la procédure effectuée avec l'argile du début à la fin. Au départ, il a fallu 15 jours pour amener le sol à des conditions optimales, car l'argile avait une teneur en eau de 66 %. L'argile a été mélangée chaque jour afin que le processus de perte d'humidité s'effectue de manière égale dans tout le sol pour atteindre la teneur en eau visée. Cependant, comme le montre la *Figure 4.20*, ce processus a généré de petites boules d'argile entraînant des vides lors du compactage du sol. Encore une fois, comme le critère était toujours de maintenir un allongement et dans ce cas précis de pouvoir garantir un contact constant entre le sol situé entre les deux anneaux du capteur, le

compactage autour du capteur a été effectué avec un marteau vibrant mais cette fois avec une plaque de plus petit diamètre, laquelle a permis dans des espaces limités d'effectuer un compactage adéquat. Ce dernier a pu modifier légèrement l'énergie de densification du sol situé autour du capteur. Par exemple, les réponses élastiques obtenues après le premier cycle de charge pour les différentes pressions de contact dans l'échantillon CH étaient de  $CH_{0,33}=2631$  ( $\mu\epsilon$ ),  $CH_{0,43}=1369$  ( $\mu\epsilon$ ),  $CH_{0,49}=2047$  ( $\mu\epsilon$ ) et  $CH_{0,59}=2093$  ( $\mu\epsilon$ ). Cependant, après 500 cycles, ces déformations ont montré une réduction de 73 %, 92 %, 85 % et 92 % respectivement, ce qui est attribué à la détérioration, rupture et surtout à la déstructuration des petits blocs d'argile. De même, l'état de densification de l'argile au-dessus du capteur peut générer des données imprécises après une sollicitation en surface, où le mouvement se produit sans que le capteur réagisse ou le fasse réagir faiblement. Dans le but de confirmer cette hypothèse, il a été nécessaire d'observer le comportement des pressions tout au long de l'essai et, par la suite, les déformations permanentes. En observant les informations obtenues à partir de la *Figure 4.23*, il est possible de remarquer que la contrainte mesurée pour la pression de contact la plus faible ( $P_c=0,33\text{MPa}$ ), a initialement enregistré une valeur de 130 kPa puis a diminué jusqu'à 41kPa après 500 cycles de chargement et a ensuite progressivement augmenté de nouveau jusqu'à une pression de 142kPa à la fin de l'essai. Par conséquent, si on établit une corrélation entre ce comportement vis-à-vis de la pression et la réponse plastique du matériau, il est possible de constater que le faible compactage du matériau au-dessus du capteur en raison de l'état initial du sol CH a provoqué une accumulation de déformation permanente spontanée avec une pente de  $32\mu\epsilon$  par cycle. Ce qui signifie que pour chaque cycle de chargement effectué, la déformation augmente de 32 fois dans les premiers cycles de chargement, mais qu'à mesure que l'essai se poursuit entre les 81 et 500 cycles de chargement, le taux d'accumulation de la déformation permanente diminue considérablement ( $2.8 \mu\epsilon$  par cycle). Finalement, après que le capteur de pression a montré une augmentation progressive, la déformation augmente à nouveau jusqu'à la fin de l'essai à 88% du taux d'accumulation initialement signalée, enregistrant une pente d'environ  $28\mu\epsilon$  par cycle.

Par ailleurs, comme le montre la *Figure 4.13*, il existe deux endroits différents pour effectuer la mesure de l'orniérage. Ces mesures ont été fondamentales pour l'élaboration de la d'endommagement qui était basée sur la détérioration que le sol subit sur la surface qui est en contact avec le pneu. Pour les études futures, il est suggéré de prendre davantage de lignes de mesures de l'orniérage qui permettront une analyse plus précise du comportement du sol.

### **6.3.      *État initial des échantillons***

Dans cette section, la densité et l'état de saturation de l'échantillon seront examinés.

Au départ, des essais ont été effectués en conditions saturées pour les sols SP et SM. La méthodologie pour la construction de ces échantillons était la même que celle déjà appliquée dans conditions normales (*Voir section 4.3.1*), mais avec l'inclusion d'instruments qui permettraient de voir la nappe phréatique tandis que l'échantillon était saturé. Après la construction de la deuxième couche de sol, un tube perforé a été installé à l'intérieur de la fosse métallique (*Figure 6.1b*). Ce tube a été utilisé pour placer la sonde du capteur de niveau d'eau (*Figure 6.1c*) afin de détecter le niveau d'eau à l'intérieur du sol. La fosse métallique du simulateur de route est équipée d'un système de tubes (*Figure 6.1a*), qui permet la migration de l'eau dans le sol du bas vers le haut de l'échantillon. Le système de tubes a été connecté à un réservoir d'eau (*Figure 6.1d*) pour forcer l'eau à circuler dans le sol. La saturation a été poursuivie jusqu'à ce que le niveau de l'eau atteigne une profondeur d'environ 30 cm à partir de la surface du sol.



**Figure 6.1: a) Tubes de saturation, b) tube perforé pour détecteur de niveau d'eau, c) Capteur de niveau d'eau et d) Système de saturation sur la fosse**

Par la suite, les sols saturés ont été soumis à l'essai d'endommagement sous la pression de contact la plus faible (0,33MPa). Une fois l'essai commencé, la pression que le pneu a exercée sur le sol a fait remonter la nappe phréatique à la surface, ce qui a empêché la mesure de l'orniérage (*Figure 6.2a*). En ce qui concerne les capteurs situés dans le corps du sol, les données brutes de ceux-ci semblaient présenter des incohérences lorsqu'on observait les graphiques enregistrés dans l'ordinateur au fur et à mesure de l'avancement de l'essai. Lorsque l'essai a été terminé, les capteurs ont été récupérés afin de vérifier qu'ils n'étaient pas affectés. Cependant, en raison du degré élevé de saturation de l'échantillon, la position des capteurs a subi des rotations, empêchant la mesure fiable des pressions et des déplacements dans les échantillons (*Figure 6.2b*).

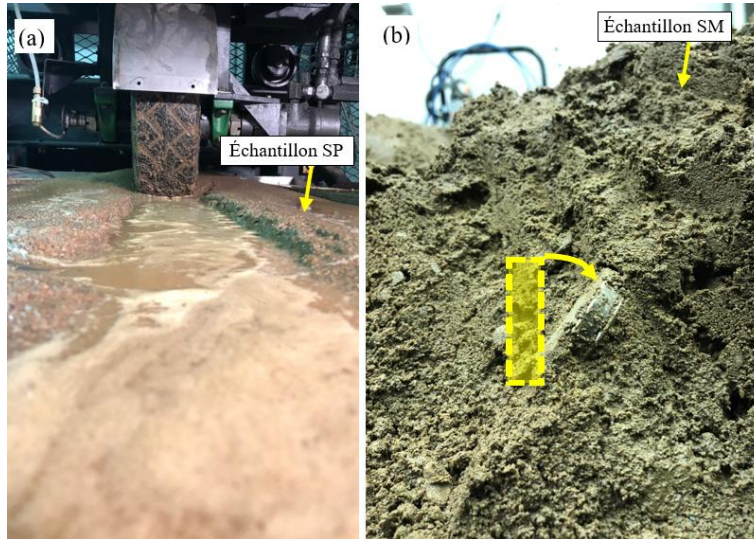
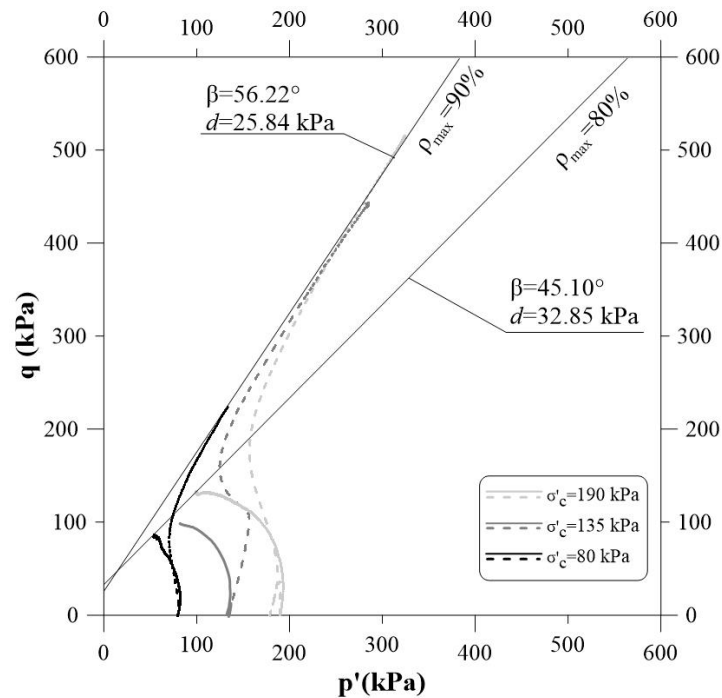


Figure 6.2: a) Orniérage sol SP saturé et b) Rotation capteur de pression.

Bien qu'il ne soit pas possible de générer une loi d'endommagement à l'état saturé, il serait intéressant d'observer l'influence de la saturation sur le comportement mécanique des échantillons. De cette manière, et selon les résultats obtenus après les tests de caractérisation (Tableau 3.2), les essais pourraient être effectués à un degré de saturation inférieur à la quantité nécessaire pour atteindre la limite liquide de chaque sol étudié.

Un autre aspect, encore plus important, à analyser est l'influence de la densité sur le comportement mécanique du sol dans le simulateur routier. Les tests effectués par la Chaire i3C (2020), ont exposé que le comportement mécanique est fortement influencé par le degré de compactage que présente le sol. Dans le rapport présenté à CAMSO, le groupe géotechnique a montré que lorsque la masse volumique sèche maximale variait de 90 à 80%, les résultats obtenus dans les essais triaxiaux donnaient des paramètres mécaniques et des comportements différents. La Figure 6.3 présente, pour l'échantillon de MO,CO, l'évolution de la contrainte déviatorique par rapport à la contrainte moyen dans le modèle de Drucker Prager. En théorie, plus la densité est élevée, plus la résistance du sol est grande et donc plus l'angle qui formera l'enveloppe de rupture est important. Cependant, recréer fidèlement les conditions présentées dans les essais triaxiaux sur le simulateur routier est une tâche

laborieuse et délicate, laquelle dépendra de divers facteurs tels que la quantité d'eau à ajouter, la quantité de terre à utiliser et surtout l'énergie de compactage. Ces variations ont possiblement entraîné une altération des corrélations développées.



**Figure 6.3: Cheminement des contraintes et enveloppe de rupture à différentes densités de compactage pour le sol MO,CO**

#### 6.4. Validation des relations de corrélation

Il est important de noter que les relations de corrélation identifiées au *chapitre 5.2* ne sont pas complètement robustes compte tenu du peu de points disponibles. Malgré cela, les premières observations ont donné des résultats intéressants. Par contre, il serait intéressant de valider ces relations à un stade ultérieur, en incorporant des points supplémentaires dans les graphiques développés.



## CONCLUSIONS

Le travail effectué tout au long de ce projet de maîtrise a répondu aux attentes proposées, satisfaisant les objectifs précédemment énoncés. Les recherches initiales réalisées ont permis, sous différents points de vue et grâce à la Terramécanique, de comprendre le phénomène de l'enfoncement du pneu dans le sol. Cependant, après avoir analysé les informations, il a été possible de constater l'existence d'un problème sans solution parmi les approches existantes dans la littérature. Des approches qui sont principalement basées sur le comportement du pneu et qui tiennent peu compte de la rhéologie du sol. D'autre part, bien que deux des principales méthodologies d'évaluation du comportement pneu-sol en Terramécanique reposent sur des méthodes empiriques et semi-empiriques, elles n'incluent pas la composante mécanique du sol, laquelle mène l'approche de la ponctualité à la généralité.

Ainsi, les essais dans le simulateur à charge roulante ont permis de développer une méthode empirique, qui est basée sur le comportement des sols. La première approche consiste à déterminer la déformation permanente à partir de la pression de contact ( $P_c$ ) sur la surface à laquelle le sol a été testé. L'empreinte laissée par le pneu sur le sol est appelée orniérage et constitue un problème typique des sols sollicités par des charges roulantes. D'où l'intérêt de comprendre le comportement général d'un sol soumis à la circulation hors route. De cette manière, la loi d'endommagement développée permettra à l'utilisateur propriétaire d'un véhicule hors-route, de connaître le nombre de répétitions de la charge admissible que le sol peut supporter pour atteindre un orniérage admissible de 10cm. Cependant, si le critère de conception change, c'est-à-dire si l'orniérage maximal admissible est différent, différentes lois sur les dommages peuvent être mises en œuvre selon la procédure présentée à la *section 5.1*

La deuxième approche effectuée a été la mise en relation de la déformation réversible ( $\epsilon_R$ ) dans le corps du sol et le nombre de répétitions de chargement. Cette approche, centrée sur

l'évolution du comportement élastique du sol, a permis de développer une loi d'endommagement basée sur un paramètre purement mécanique, qui à son tour prend en compte la déformation permanente et totale du sol.

Les résultats des essais de caractérisation physique et mécanique des sols ont permis de connaître les propriétés des sols étudiés. En plus, la masse volumique sèche maximale et l'indice de pénétration dynamique (DPI) ont été mis en corrélation et inclus dans la première loi d'endommagement, la laissant en fonction des paramètres mécaniques théoriques du sol (à partir de l'essai Proctor modifié) et en fonction de la densité finale de l'échantillon (à partir de la résistance à la pénétration obtenue par l'essai DCP). Le résultat final permet d'élaborer une loi générale fondée sur des tests types, peu coûteux et faciles à exécuter rendant plus fiable la méthode développée.

Le simulateur a confirmé le comportement élastique et plastique des matériaux étudiés à partir des essais effectués sur les échantillons. La réponse élastique des matériaux a montré un comportement similaire dans tous les tests effectués sur les sols à l'exception des sols SM et CH. Cependant, la reproduction des conditions contrôlées dans chaque test et s'attendre à ce que chaque échantillon compacté pour un sol donné soit identique aux autres est une tâche difficile. De même, bien qu'il existe une méthodologie pour la localisation des capteurs, il est difficile de garantir qu'ils sont situés de la même manière dans tous les tests, ce qui peut engendrer une certaine variation de l'information finale.

En plus, à partir des essais triaxiaux effectués on peut constater que le comportement des contraintes internes des sols obéit à des paramètres mécaniques essentiels tels que la cohésion du sol et l'enveloppe de rupture du model Drucker Prager.

Les résultats ont permis de développer des modèles d'orniérage en fonction du nombre de cycles et de la charge appliquée. Les essais dans le simulateur à charge roulante ont permis de développer une méthode empirique qui permet de compléter la littérature existante. Les lois d'endommagement développées sont adaptées aux besoins de la Terramécanique, où les paramètres de la machine sont pris en compte en fonction des paramètres mécaniques du sol.

## BIBLIOGRAPHIE

- A. A. Rula, & Nuttall, C. J. (1971). An Analysis of Ground Mobility Models. *U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*.
- Al-Hashemi, H. M., & Bukhary, A. H. (2016). Correlation between California Bearing Ratio (CBR) and angle of repose of granular soil., *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21(17), 5655–5660.
- Al-Qadi, I. L., Elseifi, M., & Yoo, P. J. (2004). Pavement damage due to différent tires and vehicle configurations. The roadway infrastructure group, Virginia Tech Transportation Institute, Blacksburg, VA.
- Ana Vaz, Alberto Fiori, & Taborda, C. (2018). Les méthodes d'obtention des valeurs des angles de frottement etcohésion : comparaison du test de cisaillement calcul direct et basé sur le SPT *Boletim Paranaense de Geociências*, 74(1), 1–10. . Retrieved from <https://doi.org/10.5380/geo.v74i1.38906>
- Andino, A. A. D. L. R. (2015). *Ajuste del modelo de Drucker Prager extendido para la simulacion de la respuesta mecanica de un vertisol mediante el metodo de elementos finitos*. Universidad Politecnica de Madrid,
- Ao Landva, E. O. K. P. E. P. (1983). *Geotechnical Classification of Peats and Organic Soils Testing of Peats and Organic Soils* (P. Jarrett Ed.). West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM-D4694. (2015). Standard Test Methods for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device. *West Conshohocken, PA, ASTM International*.
- ASTM-D6951/D6951M. (2018). Standard Test Methods for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. *West Conshohocken, PA, ASTM International*.
- Bekker, M. G. (1962). Theory of land locomotion - The mechanics of vehicle mobility. *Journal of the Franklin Institute*. doi:10.1016/0016-0032(57)90246-6
- Bilodeau, J.-P. (2009). *Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées*. Université Laval,
- Boutet, M. (2008). ÉLABORATION DE MODÈLES POUR L'INTERPRÉTATION DES DONNÉES OBTENUES AVEC LE PÉNÉTROMÈTRE À CÔNE DYNAMIQUE. *UNIVERSITÉ LAVAL*.
- Brixius, W. (1987). Traction prediction equations for bias ply tires. USA. *American Society of Agricultural Engineers (ASAE)*, p. 162.
- Butalia, T. S., Huang, J., Kim, D. G., & Croft, F. (2003). Effect of Moisture Content and Pore Water Pressure Buildup on Resilient Modulus of Cohesive Soils in Ohio. In G. N. Durham, W. L. DeGroff, & W. A. Marr (Eds.), (pp. 70-84). West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Chaire i3C, U. L. (2020). *Experimental and numerical modeling of tire-soil interaction in off-road conditions*. Retrieved from
- Crespo, C. (2004). *Mecanica de suelos y cimentaciones*.

- D1586-64, A. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.
- D.P. Zekkos, Bray, J. D., & Kiureghian, A. D. (2004). Reliability of shallow foundation design using the standard penetration test. *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana Da Fonseca & Mayne (Eds.)* © 2004 Millpress, Rotterdam, ISBN 90 5966 009 9, 2001, 1575–1582.
- Dawson, A. (1997). *Rutting in unsurfaced roads - materials and structure interaction effects*. Paper presented at the International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads.
- Doré, G. (2019). Re: Conception et analyse des chaussées Module 2a: Com portement réversible des sols et des matériaux de chaussées
- Doré, G., Grellet, D., Richard, C., & Bilodeau, J.-P. (2016). Logiciel mécaniste-empirique de conception des chaussées souples : i3c-me. Guide de l'utilisateur. *Département de génie civil, Université Laval*, pp. 84.
- Doré, G., & Zubeck, H. (2009). *Cold regions pavement engineering*.
- Edge, E. (2020). Soil Cohesion Table. Retrieved from [https://www.engineersedge.com/civil\\_engineering/soil\\_cohesion\\_table\\_13905.htm](https://www.engineersedge.com/civil_engineering/soil_cohesion_table_13905.htm)
- Englund, J. (2011). *Analyses of Resilient Behavior of Unbound Materials for the Purpose of Prediction Permanent Deformation Behavior*. Chalmers University of Technology,
- Fortunato, E., Pinelo, A., & Matos Fernandes, M. (2008). In situ characterization of an old railway platform with DCP. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering*, 2, 949–952.
- Freitag, D. (1965). A dimensional analysis of the performance of pneumatic tires on soft soils. *DTIC Document*.
- Gidel, G., Denys, B., Hornych, P., Chauvin, J. J., & Denis, A. (2001). A new approach for investigating the permanent deformation behavior of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*.
- Harnisch, C., Lach, B., Jakobs, R., Troulis, M., & Nehls, O. (2005). A new tyre–soil interaction model for vehicle simulation on deformable ground. *Vehicle System Dynamics*, 43(sup1), 384-394. doi:10.1080/00423110500139981
- Hegazy, S., & Sandu, C. (2013). Experimental investigation of vehicle mobility using a novel wheel mobility number. *Journal of Terramechanics*, 50(5-6), 303-310. doi:10.1016/j.jterra.2013.09.005
- Hiroaki Tanaka, Masatoshi Momozu, Akira Oida, & Yamazaki, M. (2000). Simulation of soil deformation and resistance at bar penetration by the Distinct Element Method. *Journal of Terramechanics*, 37.
- Holtz, & Kovacs. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*.
- Institute, A. (1982). Research and Development of the Asphalt Institute's thickness Design Manual (MS-1). *9th ed., Research Report 82-2*.
- Jeuffroy Georges, & Raymond, S. (1991). Les modèles de la mécanique des chaussées. In *Mécanique des chaussées* (pp. 19-37).

- K. P. George, & Uddin, W. (2000). *Subgrade characterization for highway pavement design*. The University of Mississippi,
- Khazaei, C. (2018). *Progress report I submitted to CAMSO: Étude expérimentale et modélisation numérique par les éléments finis de l'interaction entre le pneu / chenille hors-route et les sols*. Retrieved from
- Khoury, C., & Khoury, N. (2009). *The effect of moisture hysteresis on resilient modulus of subgrade soils*. Paper presented at the Proceedings of the 8th International Conference (BCR2A'09).
- Konrad, J. M., & Lachance, D. (2001). Use of in situ penetration tests in pavement evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 924-935. doi:10.1139/t01-024
- Korkiala-Tanttu, L., & Dawson, A. (2007). Relating full-scale pavement rutting to laboratory permanent deformation testing. *International Journal of Pavement Engineering*, 8(1), 19-28. doi:10.1080/10298430600783509
- L. Schafer, R., C. Bailey, A., E. Johnson, C., & L. Raper, R. (1991). A RATIONALE FOR MODELING SOIL COMPACTION BEHAVIOR: AN ENGINEERING MECHANICS APPROACH. *Transactions of the ASAE*, 34(4), 1609-1617. doi:<https://doi.org/10.13031/2013.31777>
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000a). State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. *JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING-ASCE*, 126(1), 66-75. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(66)
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000b). State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. *JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING-ASCE*, 126(1), 76-83. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(76)
- Li, & Selig, E. T. (1994). Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 120 (6).
- Maclaurin, E. B. (1981). The effect of tread pattern on the field performance of tyres.
- MacMilan, N. (2009). *Rapport sur les véhicules hors route: Vers un développement durable de la pratique*. Retrieved from
- Madsen, J., Negrut, D., Reid, A., Seidl, A., Ayers, P., Bozdech, G., . . . O'Kins, J. (2012). A Physics-Based Vehicle/Terrain Interaction Model for Soft Soil Off-Road Vehicle Simulations. *SAE International Journal of Commercial Vehicles*, 5(1), 280-290. doi:10.4271/2012-01-0767
- Mamadou Badiane, Junyan Yi, Jean-Pascal Bilodeau, Guy Doré, & Prophète, F. (2015). *Suivi du comportement des chaussées flexibles pendant un cycle de gel-dégel*. Paper presented at the 50e congrès de l'AQTR Montréal. [https://i3c.gci.ulaval.ca/fileadmin/i3c/documents/ajout\\_sept\\_2015/AQTR\\_2015\\_Mamadou\\_Suivi\\_du\\_comportement\\_des\\_chaussees\\_flexibles\\_pendant\\_un\\_cycle\\_de\\_gel-degel.pdf](https://i3c.gci.ulaval.ca/fileadmin/i3c/documents/ajout_sept_2015/AQTR_2015_Mamadou_Suivi_du_comportement_des_chaussees_flexibles_pendant_un_cycle_de_gel-degel.pdf)
- Manual, P. D. (2007). *Minnesota Department of Transportation (MnDOT)*.
- MEPDG. (2002). *The Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*. American Association of State Highway and Transportation Officials
- Mohammadi, S. D., Nikoudel, M. R., Rahimi, H., & Khamehchiyan, M. (2008). Application of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils. *Engineering Geology*, 101(3-4), 195-203. .

- Mootaz Abo-Elnor R, & JTB., H. (2003). 3D dynamic analysis of soil– tool interaction using the finite element method. . *Journal of Terramechanics*.
- Negrini, S. (2012). *ON THE MODELLING OF DEFORMABLE TYRE ON DEFORMABLE SOIL FOR TREAD PATTERN DESIGN OPTIMIZATION*. POLITECNICO DI MILANO,
- Paul Garnica Anguas, Natalia Pérez García, & López, J. A. G. (2000). Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares. *SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE*. Retrieved from <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt142.pdf>
- Paute J, Hornich P, & Benaben, J. (1996). *Repeated Load Triaxial Testing of Granular Materials in the French Network of Laboratories des Ponts et Chaussées*. Paper presented at the Flexible Pavement, Proceeding of the European Symposium Euroflex 1993.
- Pierre Hornyh, Jean Balay, Gomes Correia, Jean-Louis Paute, & Jouve, P. (1998). Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées Dernières avancées. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 16.
- Poupart, J. (2013). *Étude du comportement en déformation permanente des matériaux granulaires non liés de fondation de chaussées en condition de gel saisonnier*. (Mémoire (M.Sc.)). Université Laval, Québec. Retrieved from Accès via CorpusUL <http://hdl.handle.net/20.500.11794/24500>
- <http://ariane.ulaval.ca/cgi-bin/recherche.cgi?qu=a2326077> Available from Bibliothèque de l'Université Laval Ariane database. (29855 CaQQLA)
- R. D. Wismer, & Luth, H. J. (1974). Off-Road Traction Prediction for Wheeled Vehicles. *Journal of Terramechanics*.
- Rahim, A. M., & George , K. P. (2005). Models to estimate subgrade resilient modulus for pavement design. *International Journal of Pavement Engineering*, 6(2), 89-96. doi:10.1080/10298430500131973
- Reina, G., Leanza, A., & Messina, A. (2018). On the vibration analysis of off-road vehicles: Influence of terrain deformation and irregularity. *Journal of Vibration and Control*, 24(22), 5418-5436. doi:10.1177/1077546318754682
- Romero, C. (2013). Comportement dynamique du sol pulvérulent « résidus miniers ». *UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL*.
- Rowland D, & JW, P. (1975). Soft ground performance prediction and assessment for wheeled and tracked vehicles. *Inst Mech Eng*.
- S. Juneau, P. P. (2008). Développement d'un simulateur routier de sollicitations mécaniques et climatiques en laboratoire. *Congrès annuel 2008 de la SCGC CSCE 2008 Annual Conference*.
- Salour, F., & Erlingsson, S. (2015). Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(3), 236-246. doi:10.1080/10298436.2015.1065991
- Schwanghart, H. (1991). Measurement of contact area, contact pressure and compaction under tires in soft soil. *Journal of Terramechanics*, 28(4), 309-318. doi:10.1016/0022-4898(91)90012-U

- Söhne, W. (1958). Fundamentals of pressure distribution and soil compaction under tractor tires. In.
- Taghavifar, H., & Mardani, A. (2017). Off-road vehicle dynamics.
- Taheri, S., Sandu, C., Taheri, S., Pinto, E., & Gorsich, D. (2015). A technical survey on Terramechanics models for tire–terrain interaction used in modeling and simulation of wheeled vehicles. *Journal of Terramechanics*, 57, 1-22. doi:10.1016/j.jterra.2014.08.003
- Transportation, M. D. o. (2012). MnPave Users's Guide.
- Turnage, G. (1972a). Performance of soils under tire loads-application of test results to tire selection for off-road vehicles. . *U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*.
- Turnage, G. (1972b). *Tire selection and performance prediction for off-road*. Paper presented at the Proceedings of the 4th international ISTVS conference, Stockholm, Sweden.
- Vaid, Y. P., Chern, J. C., & Tumi, H. (1985). Confining Pressure, Grain Angularity and Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering. Canadian Geotechnical Journal*, 38, 1229-1235.
- Vaid, Y. P., Stedman, J. D., & Sivathayalan, S. (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(3), 580-591. doi:10.1139/t00-120
- Vern, M. L. (2016). *Conception mécaniste-empirique des chaussées non revêtues*. Université Laval,
- Webster, S. L., Grau, R. H., & Williams, T. P. (1992). Description and application of dual mass dynamic cone penetrometer.
- Werkmeister, S., Dawson, A. R., & Wellner, F. (2001). Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1757(1), 75-81. doi:10.3141/1757-09
- Wong, J. Y. (2008). *Theory of Ground Vehicles*.
- Wong, J. Y. (2010). *Terramechanics and off-road vehicle engineering : terrain behaviour, off-road vehicle performance and design* (2nd ed ed.). Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Z. J. Janosi, & Hanamoto, B. (1965). Analysis and presentation of soil-vehicle mechanics data. *Journal of Terramechanics*, 2(3), 69-79. doi:10.1016/0022-4898(65)90024-8



## ANNEXES

## **ANNEXE A: ESSAIS DE CARACTÉRISATION**

BNQ 2501-025 ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DES SOLS INORGANIQUES  
BNQ 2501-025- SÉDIMENTOMÉTRIE

## Analyse granulométrique

Projet:	Forage No.
Client:	Localisation:
Provenance: Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SP	Prélevé le:
Usage prévu:	Matériau: <input type="checkbox"/> Densifié <input type="checkbox"/> Non-densifié

	gr	%	Module de finesse: <5mm: <10mm:		
Masse totale du sable:	2155.67	97.5	d <sub>10</sub> : 0,11	d <sub>30</sub> : 0,24	d <sub>60</sub> : 0,54
Masse total de la pierre:	54.33	2.5	C.U.: 4,91	C.C.: 0,97	S.U.:
Masse totale du sol:	2210	100.0			

Tamis B.N.Q.	Retenu (gr)	% Retenu Séparé	% Passant Combiné	Exigence B.N.Q.	Lavage	
112 mm	-	-	-	-	Masse initiale: (gr)	431.27
80 mm	-	-	-	-	Masse finale: (gr)	414.7
56 mm	-	-	-	-	Passant 80 um: (gr)	16.6
40 mm	-	-	-	-	Teneur en eau	
31,5 mm	-	-	-	-		
20 mm	-	-	-	-	<input type="checkbox"/> Éch. Humide	<input type="checkbox"/> Naturelle
14 mm	7.30	0.33	99.67	-	Sol hum. + tare (gr)	
10 mm	8.93	0.40	99.27	-	Sol sec + tare (gr)	
5 mm	38.10	1.72	97.54	-	Masse de l'eau (gr)	
Tamis B.N.Q.	Retenu Cumulatif (gr)	% Retenu Séparé	% Passant Combiné	Exigence B.N.Q.	Masse de la tare (gr)	
2,5 mm	15.40	3.57	94.06	-	Masse sol sec (gr)	
2,0 mm					Teneur en eau (%)	
					Conformité de l'essai	
1,25 mm	56.30	9.48	84.81	-	Masse total avant essai (gr)	2237.63
630 um	138.57	19.08	66.20	-	Perte au tamisage >=5mm. (%)	Max 2,0%
315 um	248.03	25.38	41.44	-		1.23
160 um	354.73	24.74	17.31	-	Perte au tamisage <=5mm. (%)	Max 0,3%
80 um	412.63	13.43	4.22	-		0.22
PLAT	413.80	0.27	3.95	-		

Remarque: Les résultats présentés sont la moyenne de trois essais réalisés	
Analysé par: Auxiliaire de recherche	Date: 2019-01-07

## Analyse granulométrique

Projet:	Forage No.
Client:	Localisation:
Provenance: Forêt Montmorency	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SM	Prélevé le:
Usage prévu:	Matériau: <input type="checkbox"/> Densifié <input type="checkbox"/> Non-densifié

	gr	%	Module de finesse: <5mm: <10mm:		
Masse totale du sable:	10000.2	87.0	d <sub>10</sub> : 0,05	d <sub>30</sub> : 0,11	d <sub>60</sub> : 0,55
Masse total de la pierre:	1495.7	13.0	C.U.: 11	C.C.: 0,44	S.U.:
Masse totale du sol:	11495.9	100.0			

Tamis B.N.Q.	Retenu (gr)	% Retenu Séparé	% Passant Combiné	Exigence B.N.Q.	Lavage	
112 mm	-	-	-	-	Masse initiale: (gr)	437.1
80 mm	-	-	-	-	Masse final: (gr)	327.1
56 mm	-	-	-	-	Passant 80 um: (gr)	110.0
40 mm	-	-	-	-	Teneur en eau	
31,5 mm	53.90	0.47	99.53	-		
20 mm	220.70	1.92	97.61	-	<input type="checkbox"/> Éch. Humide	<input type="checkbox"/> Naturelle
14 mm	274.85	2.39	95.22	-	Sol hum. + tare (gr)	
10 mm	310.45	2.70	92.52	-	Sol sec + tare (gr)	
5 mm	635.80	5.53	86.99	-	Masse de l'eau (gr)	
Tamis B.N.Q.	Retenu Cumulatif (gr)	% Retenu Séparé	% Passant Combiné	Exigence B.N.Q.	Masse de la tare (gr)	
2,5 mm	27.50	6.29	81.52	-	Masse sol sec (gr)	
2,0 mm					Teneur en eau (%)	
					Conformité de l'essai	
1,25 mm	67.63	9.18	73.53	-	Masse total avant essai (gr)	11668.62
630 um	121.17	12.25	62.88	-	Perte au tamisage Max 2.0%	
315 um	188.20	15.34	49.53	-	>5mm. (%)	
160 um	259.47	16.30	35.35	-	1.48	
80 um	322.77	14.48	22.75	-	Perte au tamisage Max 0.3%	
PLAT	327.03	0.98	21.90	-	<5mm. (%)	
					0.02	

Remarque: Les résultats présentés sont la moyenne de trois essais réalisés	
Analysé par: Auxiliaire de recherche	Date: 2019-01-07

### Analyse granulométrique

Projet:	Forage No.
Client:	Localisation:
Provenance:	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: MO,CO	Prélevé le:
Usage prévu:	Matériau: <input type="checkbox"/> Densifié <input type="checkbox"/> Non-densifié

	gr	%	Module de finesse: <5mm: <10mm:		
Masse totale du sable:	5206.1	95.7	d <sub>10</sub> : 0,05	d <sub>30</sub> : 0,099	d <sub>60</sub> : 0,3
Masse total de la pierre:	231.8	4.3	C.U.: 6	C.C.: 0,65	S.U.:
Masse totale du sol:	5437.9	100.0			

Tamis B.N.Q.	Retenu (gr)	% Retenu Séparé	% Passant Combiné	Exigence B.N.Q.	Lavage	
112 mm	-	-	-	-	Masse initiale: (gr)	596.5
80 mm	-	-	-	-	Masse final: (gr)	440.6
56 mm	-	-	-	-	Passant 80 um: (gr)	155.9
40 mm	-	-	-	-	Teneur en eau	
31,5 mm	-	-	-	-		
20 mm	-	-	-	-	<input type="checkbox"/> Éch. Humide	<input type="checkbox"/> Naturelle
14 mm	14.50	0.27	99.73	-	Sol hum. + tare (gr)	
10 mm	55.00	1.01	98.72	-	Sol sec + tare (gr)	
5 mm	162.30	2.98	95.74	-	Masse de l'eau (gr)	
Tamis B.N.Q.	Retenu Cumulatif (gr)	% Retenu Séparé	% Passant Combiné	Exigence B.N.Q.	Masse de la tare (gr)	
2,5 mm	19.80	3.32	92.56	-	Masse sol sec (gr)	
2,0 mm					Teneur en eau (%)	
Conformité de l'essai						
1,25 mm	52.60	5.50	87.30	-	Masse total avant essai (gr)	5485.07
630 um	117.40	10.86	76.89	-	Perte au tamisage >5mm. (%)	Max 2,0%
315 um	210.20	15.56	62.00	-		0.86
160 um	317.50	17.99	44.78	-	Perte au tamisage <5mm. (%)	Max 0,3%
80 um	429.80	18.83	26.76	-		0.23
PLAT	439.60	1.64	25.18	-		

Remarque:	
Analysé par: Auxiliaire de recherche	Date: 2019-01-07

## Sédimentométrie

Projet:	Forage No.
Client:	Profondeur
Provenance: NTGS-5 Argile - Louiseville	Prélevé par
Description:	Prélevé le
Usage prévu:	Hydromètre no.: 5218

Masse humide utilisée:		Masse réc. + sol humide	
Masse sèche réelle (m4)		Masse réc. + sol sec	
% passant le tamis 2 mm:	75.88	Masse de l'eau	
		Masse de la tare	
Humidité (%):		Masse sol sec	

Temps (mins)	T (°C)	Hydromètre			H'	D (mm)	P %	P' %
		Ri	C	R				
0.67	26.00	46.33	4.94	41.39	9.54	0.03420	98.04	98.04
1.00	26.00	46.33	4.94	41.39	9.54	0.02800	98.04	98.04
2.00	26.00	46.33	4.94	41.39	9.54	0.01980	98.04	98.04
5.00	26.00	44.33	4.94	39.39	9.87	0.01273	93.30	93.30
15.67	25.67	43.50	5.07	38.43	10.03	0.00731	91.02	91.02
30.33	25.33	42.67	5.20	37.47	10.18	0.00532	88.74	88.74
60.00	24.83	41.67	5.39	36.27	10.38	0.00386	85.91	85.91
123.00	24.00	39.50	5.72	33.78	10.78	0.00279	80.01	80.01
244.33	23.00	38.33	6.11	32.23	11.04	0.00204	76.33	76.33
544.33	23.00	35.50	6.11	29.39	11.50	0.00140	69.62	69.62
1440.00	22.00	30.83	6.49	24.34	12.32	0.00091	57.64	57.64

Densité relative:	-	% Passant 5 um	-	% passant 2 um	75.88
-------------------	---	----------------	---	----------------	-------

Remarque:	
Analysé par: Auxiliaire de recherche	Date: 2019-01-07

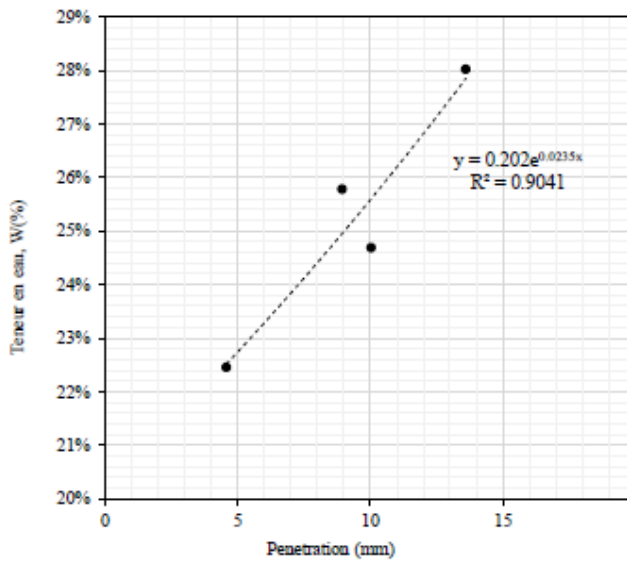
BNQ 2501-092 DÉTERMINATION DE LA LIMITE DE LIQUIDITÉ À L'AIDE DU  
PÉNÉTROMÈTRE À CÔNE ET DE LA LIMITE DE PLASTICITÉ



Provenance :	Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Québec	Date:	2019-01-07
Forage no:	Tube no:	Eché no:	
Profondeur		Opérateur:	Auxiliaire de recherche

Description:	Essai 1 SP
--------------	------------

Tare numéro	Limite de liquidité - W <sub>L</sub>										Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - W <sub>P</sub>		
	5		6		7		8							
M.t. + sol humide (g)	31.57		25.17		21.32		30.01							
M.t. + sol sec (g)	24.87		20.21		17.59		24.27							
Masse tare (g)	0.96		0.97		0.98		1.02							
Masse eau (g)	6.7		4.96		3.73		5.74							
w (%)	28.0%		25.8%		22.5%		24.7%							
Pénétration (mm)	13.8	13.5	13.6	9.1	8.8	9.0	4.5	4.8	4.5	10.2	10.0	10.0	Moyenne	
Moyenne	13.63		8.97		4.60		10.07							

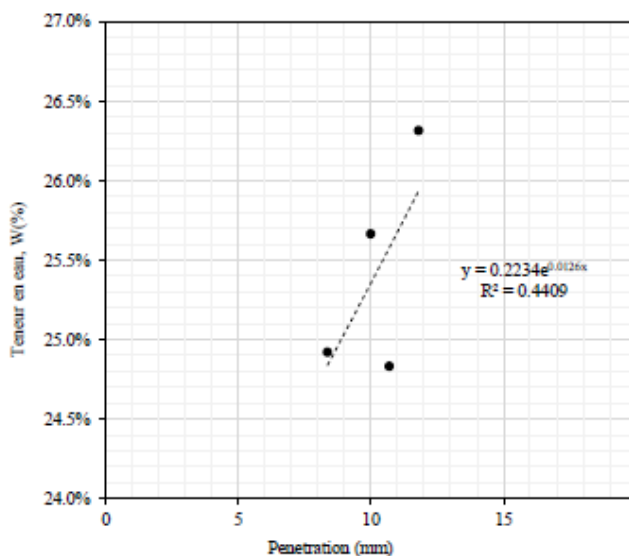


W<sub>L</sub> = 25.6%  
 W<sub>P</sub> = -  
 I<sub>L</sub> = -  
 I<sub>P</sub> = -

**Remarque:** La texture de l'échantillon n'a pas permis la formation d'un filet de 3 mm de diamètre pour trouver la valeur de la limite plastique.

Provenance :	Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Québec	Date:	2019-01-07
Forage no:	-----	Tube no:	-----
Profondeur	-----	Echelle no:	-----
Description:		Opérateur: Auxiliaire de recherche	
Essai 2 SP		-----	

Tare numéro	Limite de liquidité - W <sub>L</sub>				Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - W <sub>P</sub>										
	9	10	11	12												
Mt. + sol humide (g)	22.3	28.05	33.15	28.63												
Mt. + sol sec (g)	17.95	22.66	26.45	23.13												
Masse tare (g)	1	1.03	0.99	0.98												
Masse eau (g)	4.35	5.39	6.7	5.5												
w (%)	25.7%	24.9%	26.3%	24.8%												
Pénétration (mm)	9.9	10.2	10.0	8.5	8.5	8.2	11.8	11.7	12.0	10.9	10.8	10.5	Moyenne			
Moyenne	10.03		8.40		11.83		10.73									



W<sub>L</sub> = 25.3%  
 W<sub>P</sub> = -  
 I<sub>L</sub> = -  
 I<sub>P</sub> = -

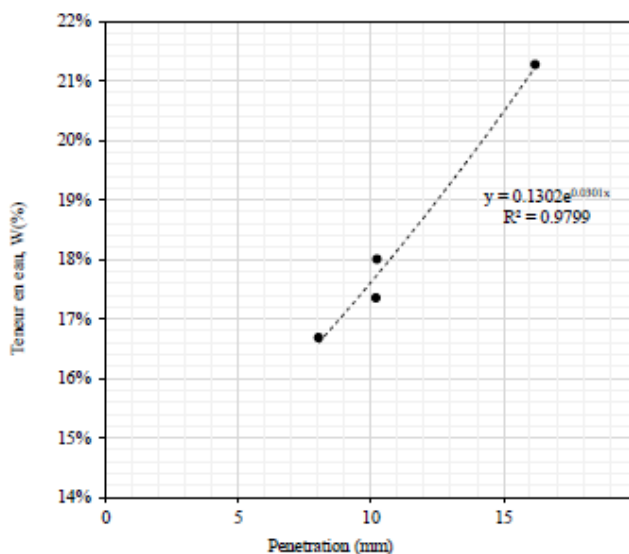
**Remarque:** La texture de l'échantillon n'a pas permis la formation d'un filet de 3 mm de diamètre pour trouver la valeur de la limite plastique.

Provenance : Forêt Montmorency, Québec  
 Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Eché no: \_\_\_\_\_  
 Profondeur: \_\_\_\_\_

 Date: 2019-01-07  
 Opérateur: Auxiliaire de recherche

 Description: Essai 1 SM

Tare numéro	Limite de liquidité - $W_L$				Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - $W_P$									
	B2	L29	B25	K29											
M.t. + sol humide (g)	49.89	48.83	56.05	72.7											
M.t. + sol sec (g)	45.46	43.66	50.4	64.65											
Masse tare (g)	18.9	19.35	19.01	18.25											
Masse eau (g)	4.43	5.17	5.65	8.05											
w (%)	16.7%	21.3%	18.0%	17.3%											
Pénétration (mm)	8.0	8.2	8.0	16.0	16.2	16.5	10.5	10.3	10.2	10.2	10.3	Moyenne			
Moyenne	8.07	16.23	10.27	10.23											


 $W_L =$  17.6%  
 $W_P =$  \_\_\_\_\_  
 $I_L =$  \_\_\_\_\_  
 $I_P =$  \_\_\_\_\_

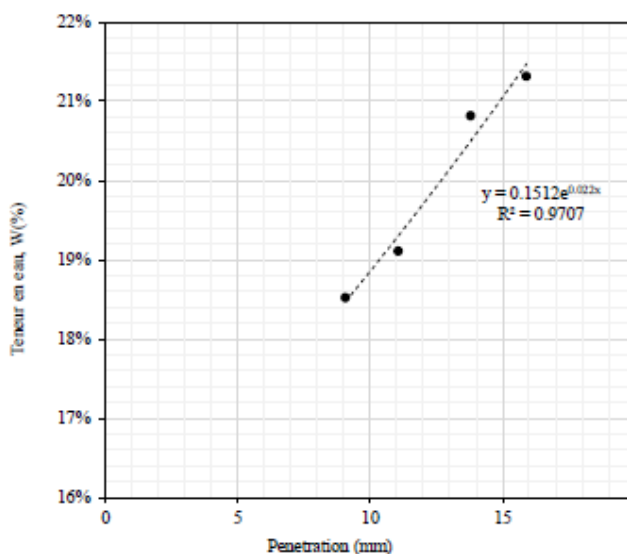
**Remarque:** La texture de l'échantillon n'a pas permis la formation d'un filet de 3 mm de diamètre pour trouver la valeur de la limite plastique.

Provenance : Forêt Montmorency, Québec  
 Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Eché no: \_\_\_\_\_  
 Profondeur : \_\_\_\_\_

Date: 2019-01-07  
 Opérateur: Auxiliaire de recherche

Description: Essai 2 SM

Tare numéro	Limite de liquidité - $W_L$											Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - $W_P$		
	K29			B25			B2			L29					
Mt. + sol humide (g)	47.54			47.88			64.35			82.33					
Mt. + sol sec (g)	42.96			43.25			56.53			71.28					
Masse tare (g)	18.23			19.02			18.96			19.43					
Masse eau (g)	4.58			4.63			7.82			11.05					
w (%)	18.5%			19.1%			20.8%			21.3%					
Pénétration (mm)	9.3	9.0	9.0	11.0	11.3	11.0	14.0	13.7	13.8	15.8	16.0	16.0	Moyenne		
Moyenne	9.10			11.10			13.83			15.93					



$W_L =$  18.8%  
 $W_P =$  \_\_\_\_\_  
 $I_L =$  \_\_\_\_\_  
 $I_P =$  \_\_\_\_\_

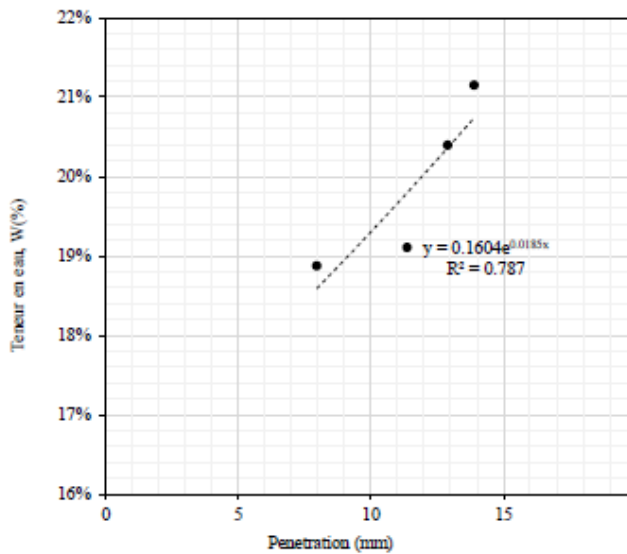
**Remarque:** La texture de l'échantillon n'a pas permis la formation d'un filet de 3 mm de diamètre pour trouver la valeur de la limite plastique.

Provenance : Forêt Montmorency, Québec  
 Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Eche no: \_\_\_\_\_  
 Profondeur : \_\_\_\_\_

 Date: 2019-01-07  
 Opérateur: Auxiliaire de recherche

 Description: Essai 3 SM

Tare numéro	Limite de liquidité - $W_L$				Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - $W_P$										
	L21	G23	G13	L8												
Mt. + sol humide (g)	55.44	68.99	73.02	92.58												
Mt. + sol sec (g)	49.58	61.48	63.75	80.35												
Masse tare (g)	18.53	22.17	18.29	22.52												
Masse eau (g)	5.86	7.51	9.27	12.23												
w (%)	18.9%	19.1%	20.4%	21.1%												
Pénétration (mm)	8.0	8.0	8.0	11.5	11.2	11.5	13.0	12.8	13.0	14.0	14.0	13.8	Moyenne			
Moyenne	8.00		11.40	12.93	13.93											


 $W_L =$  19.3%  
 $W_P =$  \_\_\_\_\_  
 $I_L =$  \_\_\_\_\_  
 $I_P =$  \_\_\_\_\_

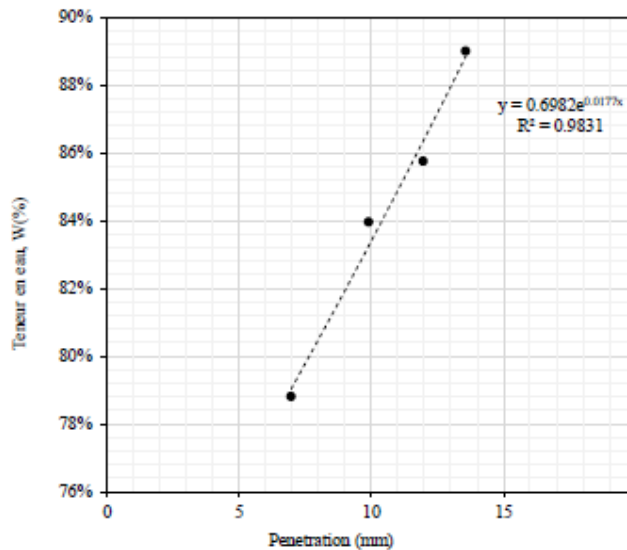
**Remarque:** La texture de l'échantillon n'a pas permis la formation d'un filet de 3 mm de diamètre pour trouver la valeur de la limite plastique.

Provenance : Louiseville, Québec  
 Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Eche no: \_\_\_\_\_  
 Profondeur \_\_\_\_\_

Date: 2019-01-07  
 Opérateur: Auxiliaire de recherche

Description: Essai 1 CH

Tare numéro	Limite de liquidité - W <sub>L</sub>				Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - W <sub>p</sub>								
	E29	AA3	E10	ALU	NAT	P1	P2	P3						
Mt. + sol humide (g)	51.15	59.76	61.5	36.01	10.28	11.98	9.35	7.67						
Mt. + sol sec (g)	44.16	48.41	48.87	22.6	6.32	9.66	7.6	6.28						
Masse tare (g)	35.29	34.89	34.14	7.53	1.01	0.97	1	1						
Masse eau (g)	6.99	11.35	12.63	13.41	3.96	2.32	1.75	1.39						
w (%)	78.8%	83.9%	85.7%	89.0%	74.6%	26.7%	26.5%	26.3%						
Pénétration (mm)	7.0	7.0	7.0	10.0	9.8	10.0	12.0	12.0	13.5	13.8	13.5	Moyenne	26.5%	
Moyenne	7.00		9.93	12.00	13.60									



W<sub>L</sub> = 83.3%  
 W<sub>p</sub> = 26.5%  
 I<sub>L</sub> = 85%  
 I<sub>p</sub> = 56.8%

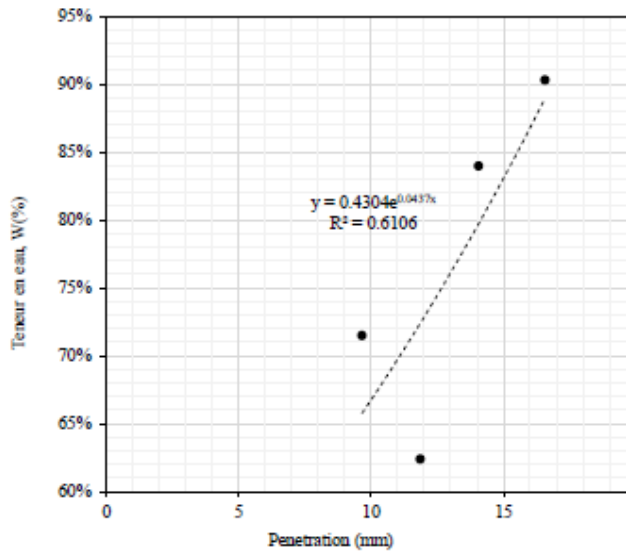
Remarque:

Provenance : Louiseville, Québec  
 Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Eche no: \_\_\_\_\_  
 Profondeur : \_\_\_\_\_

 Date: 2019-01-07  
 Opérateur: Auxiliaire de recherche

 Description: Essai 2 CH

Tare numéro	Limite de liquidité - $W_L$				Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - $W_P$										
	A1	A2	A3	A4		NAT	P1	P2	P3							
Mt. + sol humide (g)	16.1	14.04	20.83	29.76	10.28	4.71	6.16	5.26								
Mt. + sol sec (g)	9.81	9.03	11.78	16.11	6.32	3.99	5.15	4.44								
Masse tare (g)	1.01	1	1	0.99	1.01	1.02	1.03	1								
Masse eau (g)	6.29	5.01	9.05	13.65	3.96	0.72	1.01	0.82								
w (%)	71.5%	62.4%	84.0%	90.3%	74.6%	24.2%	24.5%	23.8%								
Pénétration (mm)	9.8	9.5	9.8	12.0	12.0	11.7	14.0	14.0	14.3	16.8	16.5	16.5	Moyenne	24.2%		
Moyenne	9.70		11.90	14.10	16.60											


 $W_L =$  66.6%  
 $W_P =$  24.2%  
 $I_L =$  119%  
 $I_P =$  42.4%

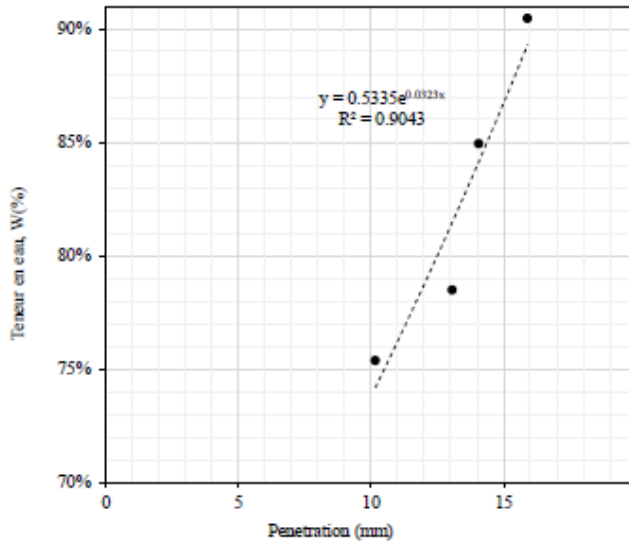
Remarque:

Provenance : Louiseville, Québec  
 Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Eche no: \_\_\_\_\_  
 Profondeur : \_\_\_\_\_

 Date: 2019-01-07  
 Opérateur: Auxiliaire de recherche

 Description: Essai 3 CH

Tare numéro	Limite de liquidité - W <sub>L</sub>				Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - W <sub>p</sub>										
	A5	A6	A7	A8		NAT	P1	P2	P3							
Mt. + sol humide (g)	19.16	15.76	28.72	29.75	10.28	6.31	6.28	5.42								
Mt. + sol sec (g)	11.36	9.27	15.99	16.11	6.32	5.2	5.23	4.56								
Masse tare (g)	1.01	1	1	1.03	1.01	1	1.03	1								
Masse eau (g)	7.8	6.49	12.73	13.64	3.96	1.11	1.05	0.86								
w (%)	75.4%	78.5%	84.9%	90.5%	74.6%	26.4%	25.0%	24.2%								
Pénétration (mm)	10.0	10.3	10.3	13.0	13.3	13.0	14.0	14.0	14.3	15.8	16.0	16.0	Moyenne	25.2%		
Moyenne	10.20		13.10		14.10		15.93									


 W<sub>L</sub> = 73.7%  
 W<sub>p</sub> = 25.2%  
 I<sub>L</sub> = 102%  
 I<sub>p</sub> = 48.5%

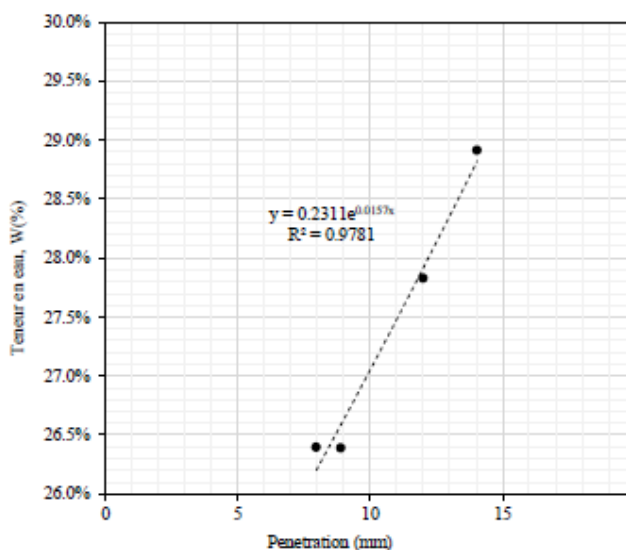
Remarque:



Provenance : _____	Date: <u>2019-01-07</u>
Forage no: _____	Opérateur: <u>Auxiliaire de recherche</u>
Profondeur: _____	

Description: <u>Essai 1 MO.CO- Échantillon séché à l'air</u>
--

Tare numéro	Limite de liquidité - W <sub>L</sub>				Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - W <sub>P</sub>		
Mt. + sol humide (g)	13.54	15.94	14.65	34.26				
Mt. + sol sec (g)	10.81	12.82	11.8	26.8				
Masse tare (g)	1	1	1	1				
Masse eau (g)	2.73	3.12	2.85	7.46				
w (%)	27.8%	26.4%	26.4%	28.9%				
Pénétration (mm)	12.0	8.0	8.9	14.1	Moyenne			
Moyenne	12.03	8.00	8.93	14.07				



W<sub>L</sub> = 27.0%  
 W<sub>P</sub> = \_\_\_\_\_  
 I<sub>L</sub> = \_\_\_\_\_  
 I<sub>P</sub> = \_\_\_\_\_

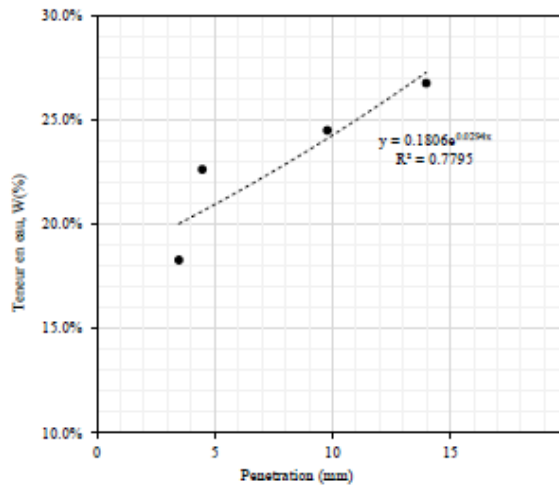
**Remarque:** La texture de l'échantillon n'a pas permis la formation d'un filet de 3 mm de diamètre pour trouver la valeur de la limite plastique.

Provenance : \_\_\_\_\_  
 Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Éché no: \_\_\_\_\_  
 Profondeur : \_\_\_\_\_

 Date: 2019-01-07  
 Opérateur: Auxiliaire de recherche

Description: Essai 1 MO.CO- Echantillon séché à 110 °C

Tare numéro	Limite de liquidité - $W_L$					Teneur en eau Naturelle	Limite de plasticité - $W_P$		
M.t. + sol humide (g)	40.1	36.2	16.02	22.82	34.39				
M.t. + sol sec (g)	31.85	30.76	13.25	18.53	27.79				
Masse tare (g)	1.02	1	1.01	1.02	1				
Masse eau (g)	8.25	5.44	2.77	4.29	6.6				
w (%)	26.8%	18.3%	22.6%	24.5%	24.6%				
Pénétration (mm)	14.0	3.5	4.5	9.8	11.0	Moyenne			
Moyenne	14.00	3.50	4.50	9.80	11.00				


 $W_L = 24.2\%$   
 $W_P = -$   
 $I_L = -$   
 $I_P = -$ 

Remarque: La texture de l'échantillon n'a pas permis la formation d'un filet de 3 mm de diamètre pour trouver la valeur de la limite plastique.



Limite de consistance  
(cône 60g - 60°)  
BNQ 2501-092

Provenance : \_\_\_\_\_  
Forage no: \_\_\_\_\_ Tube no: \_\_\_\_\_ Éche no: \_\_\_\_\_  
Profondeur : \_\_\_\_\_

Date: 2019-01-07  
Opérateur: Auxiliaire de recherche

Description: Essais sols étudiés

Sol	Limite de liquidité - W <sub>L</sub>	Limite de plasticité - W <sub>p</sub>
SP	25.5%	-
SM	18.8%	-
CH	74.5%	25.3%
MO,CO	27.0%	-

ASTM D2974-14-MATIÈRE ORGANIQUE

Provenance :	.....
Forage no :	..... Tube no: .....
Profondeur :	..... Eché no: .....

Date: 2019-01-04
Opérateur: Auxiliaire de recherche

Description: MOCO
-------------------

Teneur en eau	
M.t. + sol humide (g)	1116.6
M.t. + sol sec (g)	990
Masse tare (g)	162.4
Masse eau (g)	126.6
w (%)	15.3%

Essai	1	2	3	4
Masse tare (g)	16.5	17.25	19.14	37.1
M.t. + sol sec (g)	54.38	50.38	51.88	106.34
M.t. + cendres (g)	52.87	49.02	50.62	103.56
Teneur en cendres (%)	96.0%	95.9%	96.2%	96.0%
Matière organique (%)	4.0%	4.1%	3.8%	4.0%

Teneur en cendres moyenne (%)	96.0%
Matière organique moyenne (%)	4.0%

Remarques
-----------

CANBQN 2501-07-SOLS – DÉTERMINATION DE LA DENSITÉ DES PARTICULES  
SOLIDES



Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance: Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SP	Prélevé le:

Essai	1	2
Numéro du pycnomètre	4	A
Température de l'eau à l'essai ( $t_2$ )	23.066	22.866
Température de référence désirée, prise à 20°C ( $t_x$ )	20.000	20.000
Masse volumique de l'eau à la température $t_2$ ( $\rho_w t_2$ )	0.997	0.997
Masse volumique de l'eau à la température $t_x$ ( $\rho_w t_x$ )	0.998	0.998
Masse du pycnomètre + eau à la température $t_2$ ( $m_2 t_2$ )	351.200	345.710
Masse du pycnomètre + sol + eau à la température $t_2$ ( $m_3 t_2$ )	405.400	400.690
Masse du sol sec + tare	101.580	102.650
Masse de la tare	15.570	15.550
Masse du sol sec ( $m_s$ )	86.006	87.093
Densité relative $Dr = \frac{m_s \rho_w t_2}{\rho_w t_x (m_s - m_3 t_2 + m_2 t_2)}$	2.703	2.710
Moyenne de deux essais ayant un écart inférieur à 0,010 exprimé avec deux décimales	2.707	

Remarque: Les résultats sont la moyenne de trois essais réalisés	
Analysé par: Mbayang Kandji	Date: 2018-08-17



Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance: Forêt Montmorency, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SM	Prélevé le:

Essai	1	2
Numéro du pycnomètre	A	2
Température de l'eau à l'essai ( $t_2$ )	24.100	23.166
Température de référence désirée, prise à 20°C ( $t_x$ )	20.000	20.000
Masse volumique de l'eau à la température $t_2$ ( $\rho_w t_2$ )	0.997	0.997
Masse volumique de l'eau à la température $t_x$ ( $\rho_w t_x$ )	0.998	0.998
Masse du pycnomètre + eau à la température $t_2$ ( $m_2 t_2$ )	348.378	353.468
Masse du pycnomètre + sol + eau à la température $t_2$ ( $m_3 t_2$ )	380.447	385.530
Masse du sol sec + tare	65.777	65.757
Masse de la tare	15.453	15.410
Masse du sol sec ( $m_s$ )	50.323	50.347
Densité relative $Dr = \frac{m_s \rho_w t_2}{\rho_w t_x (m_s - m_3 t_2 + m_2 t_2)}$	2.754	2.752
Moyenne de deux essais ayant un écart inférieur à 0,010 exprimé avec deux décimales	2.753	

Remarque: Les résultats sont la moyenne de trois essais réalisés	
Analysé par: Mbayang Kandji	Date: 2018-12-19





Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance: Louiseville, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: CH	Prélevé le:

Essai	1	2
Numéro du pycnomètre	5	E
Température de l'eau à l'essai $(t_2)$	23.233	22.900
Température de référence désirée, prise à 20°C $(t_w)$	20.000	20.000
Masse volumique de l'eau à la température $t_2$ $(\rho_w t_2)$	0.997	0.997
Masse volumique de l'eau à la température $t_w$ $(\rho_w t_w)$	0.998	0.998
Masse du pycnomètre + eau à la température $t_2$ $(m_2 t_2)$	351.611	349.754
Masse du pycnomètre + sol + eau à la température $t_2$ $(m_3 t_2)$	386.490	382.477
Masse du sol sec + tare	69.907	66.527
Masse de la tare	15.503	15.577
Masse du sol sec $(m_s)$	54.403	50.950
Densité relative $Dr = \frac{m_s \rho_w t_2}{\rho_w t_w (m_s - m_3 t_2 + m_2 t_2)}$	2.784	2.793
Moyenne de deux essais ayant un écart inférieur à 0,010 exprimé avec deux décimales	2.789	

Remarque: Les résultats sont la moyenne de trois essais réalisés

Analysé par: Mbayang Kandji

Date: 2018-08-17



Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance:	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: MO,CO	Prélevé le:

Essai	1	2
Numéro du pycnomètre	6	E
Température de l'eau à l'essai ( $t_2$ )	21.200	21.700
Température de référence désirée, prise à 20°C ( $t_x$ )	20.000	20.000
Masse volumique de l'eau à la température $t_2$ ( $\rho_w t_2$ )	0.997	0.997
Masse volumique de l'eau à la température $t_x$ ( $\rho_w t_x$ )	0.998	0.998
Masse du pycnomètre + eau à la température $t_2$ ( $m_2 t_2$ )	330.580	335.090
Masse du pycnomètre + sol + eau à la température $t_2$ ( $m_3 t_2$ )	380.550	384.310
Masse du sol sec + tare	66.000	65.250
Masse de la tare	16.030	16.030
Masse du sol sec ( $m_s$ )	49.970	49.220
Densité relative $Dr = \frac{m_s \rho_w t_2}{\rho_w t_x (m_s - m_3 t_2 + m_2 t_2)}$	2.648	2.671
Moyenne de deux essais ayant un écart inférieur à 0,010 exprimé avec deux décimales	2.660	

Remarque:	
Analysé par: Mbayang Kandji	Date: 2018-08-17

LC 21-255-DÉTERMINATION DE LA VALEUR AU BLEU DE MÉTHYLÈNE DES  
SOLS ET DES GRANULATS

**SOLS ET GRANULATS  
BLEU DE MÉTHYLÈNE**

Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance: Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SP	Prélevé le:

Préparation du sol: tamis	5 mm <input type="radio"/>	2 mm <input type="radio"/>	400 um <input checked="" type="radio"/>	80 um <input type="radio"/>
---------------------------	----------------------------	----------------------------	---	-----------------------------

Détermination de la teneur en eau	
A- Masse du sol humide	g
B- Masse du sol sec	g
C- Masse de la tare	g
D- Teneur en eau $\frac{A - B}{B - C} \times 100$	%

Sable propre:	120 à 200 gr.	<input type="radio"/>
Sable pollué:	50 à 120 gr.	<input type="radio"/>
Sable silteux ou argileux:	10 à 50 gr.	<input type="radio"/>

Vérification du PH	8
--------------------	---

Détermination de la valeur au bleu	
E- Masse humide de l'échantillon	* g
F- Masse sèche de l'échantillon $\frac{E}{100 + D}$	144.14 g
G- Dosage au bleu (solution 10g/l d'eau)	9.65 cm <sup>3</sup>
H- Valeur au bleu (VB) = $\frac{G}{F}$	0.067
I- % passant combiné à la granulométrie du sol, au tamis utilisé à la préparation	%
J- Valeur au bleu corrigé = $\frac{H \times I}{100}$	
K - Surface spécifique	1.4 (m <sup>2</sup> /g)

Remarque: * Préparation sèche. Le résultat est la moyenne de trois essais	
Analyse par: Amine Jabri	Date: 2019-06-20

**SOLS ET GRANULATS  
BLEU DE MÉTHYLÈNE**

Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance: Forêt Montmorency, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SM	Prélevé le:

Préparation du sol: tamis	5 mm <input type="radio"/>	2 mm <input type="radio"/>	400 um <input checked="" type="radio"/>	80 um <input type="radio"/>
---------------------------	----------------------------	----------------------------	---	-----------------------------

Détermination de la teneur en eau	
A- Masse du sol humide	g
B- Masse du sol sec	g
C- Masse de la tare	g
D- Teneur en eau $\frac{A - B}{B - C} \times 100$	%

Sable propre:	120 à 200 gr.	<input type="radio"/>
Sable pollué:	50 à 120 gr.	<input type="radio"/>
Sable silteux ou argileux:	10 à 50 gr.	<input type="radio"/>

Vérification du PH	6
--------------------	---

Détermination de la valeur au bleu	
E- Masse humide de l'échantillon	* g
F- Masse sèche de l'échantillon $\frac{E}{100 + D}$	124.99 g
G- Dosage au bleu (solution 10g/l d'eau)	8.47 cm <sup>3</sup>
H- Valeur au bleu (VB) = $\frac{G}{F}$	0.068
I- % passant combiné à la granulométrie du sol, au tamis utilisé à la préparation	%
J- Valeur au bleu corrigé = $\frac{H \times I}{100}$	
K - Surface spécifique	1.4 (m <sup>2</sup> /g)

Remarque: * Préparation sèche. Le résultat est la moyenne de trois essais	
Analysé par: Amine Jabri	Date: 2019-06-20

**SOLS ET GRANULATS  
BLEU DE MÉTHYLÈNE**

Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance: Louiseville, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: CH	Prélevé le:

Préparation du sol: tamis	5 mm <input type="radio"/>	2 mm <input type="radio"/>	400 um <input checked="" type="radio"/>	80 um <input type="radio"/>
---------------------------	----------------------------	----------------------------	---	-----------------------------

Détermination de la teneur en eau	
A- Masse du sol humide	1135.6 g
B- Masse du sol sec	728.9 g
C- Masse de la tare	259.4 g
D- Teneur en eau $\frac{A - B}{B - C} \times 100$	86.624 %

Sable propre:	120 à 200 gr.	<input type="radio"/>
Sable pollué:	50 à 120 gr.	<input type="radio"/>
Sable silteux ou argileux:	10 à 50 gr.	<input type="radio"/>

Vérification du PH	7
--------------------	---

Détermination de la valeur au bleu	
E- Masse humide de l'échantillon	49.42 g
F- Masse sèche de l'échantillon $\frac{E}{100 + D}$	26.48 g
G- Dosage au bleu (solution 10g/l d'eau)	129.13 cm <sup>3</sup>
H- Valeur au bleu (VB) = $\frac{G}{F}$	4.88
I- % passant combiné à la granulométrie du sol, au tamis utilisé à la préparation	%
J- Valeur au bleu corrigé = $\frac{H \times I}{100}$	
K - Surface spécifique	102 (m <sup>2</sup> /g)

Remarque: Le résultat est la moyenne de trois essais	
Analysé par: Amine Jabri	Date: 2019-06-20

**SOLS ET GRANULATS  
BLEU DE MÉTHYLÈNE**

Projet:	Forage No.:
Client:	Profondeur:
Provenance:	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: MO,CO	Prélevé le:

Préparation du sol: tamis	5 mm <input type="radio"/>	2 mm <input type="radio"/>	400 um <input checked="" type="radio"/>	80 um <input type="radio"/>
---------------------------	----------------------------	----------------------------	---	-----------------------------

Détermination de la teneur en eau		
A- Masse du sol humide	46.44	g
B- Masse du sol sec	46.18	g
C- Masse de la tare	20.13	g
D- Teneur en eau $\frac{A - B}{B - C} \times 100$	1.00	%

Sable propre:	120 à 200 gr.	<input type="radio"/>
Sable pollué:	50 à 120 gr.	<input type="radio"/>
Sable silteux ou argileux:	10 à 50 gr.	<input type="radio"/>

Vérification du PH	7
--------------------	---

Détermination de la valeur au bleu		
E- Masse humide de l'échantillon		83.37 g
F- Masse sèche de l'échantillon	$\frac{E}{100 + D}$	82.55 g
G- Dosage au bleu (solution 10g/l d'eau)		42.93 cm <sup>3</sup>
H- Valeur au bleu (VB) =	$\frac{G}{F}$	0.52
I- % passant combiné à la granulométrie du sol, au tamis utilisé à la préparation		%
J- Valeur au bleu corrigé =	$\frac{H \times I}{100}$	
K- Surface spécifique		10.9 (m <sup>2</sup> /g)

Remarque: Le résultat est la moyenne de trois essais	
Analysé par: Amine Jabri	Date: 2019-06-20

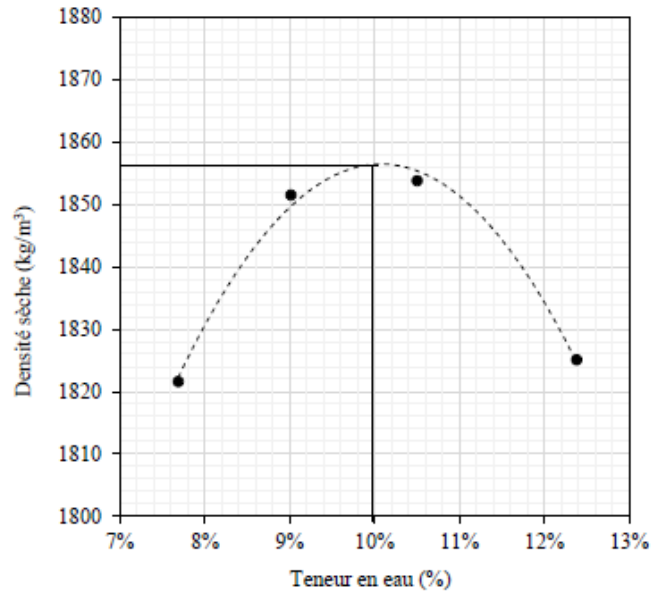
BNQ 2501-255 DÉTERMINATION DE LA RELATION TENEUR EN EAU-MASSE  
VOLUMIQUE SÈCHE-ESSAI AVEC ÉNERGIE DE COMPACTAGE MODIFIÉ



## Essai Proctor

Projet:			
Provenance: Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Quebec			
Description: Sable - SP			
Méthode utilisée:			
(A)	B	C	D

Proctor		
Normal		Modifié
25	Coups/couche	56
3	couches	5
2.49	kg-marteau	4.54
30.5	cm-chûte	45.7



% Humidité	7.5%	9.0%	11.0%	13.0%		
Masse du moule + sol humide (g)	10668.60	10678.10	10856.30	10861.70		
Masse du moule (g)	6430.20	6430.90	6430.20	6430.20		
Masse du sol humide (g)	4238.4	4247.2	4426.10	4431.50		
Volume du moule	2160.67	2104.26	2160.67	2160.67		
Masse volumique humide (g/cm³)	1.96	2.02	2.05	2.05		
Masse volumique humide (kg/m³)	1961.61	2018.38	2048.48	2050.98		

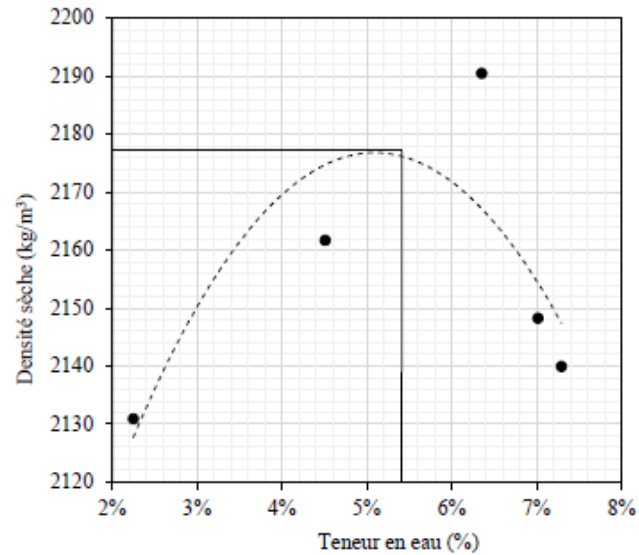
Numéro de la tare	Proctor 5	Proctor 5	Proctor 1	Proctor 2		
Masse de la tare + sol humide (g)	2164.90	4421.8	4605.10	4627.30		
Masse de la tare + sol sec (g)	2024.5	4073.5	4185.2	4140.6		
Masse de la tare (g)	197.9	208.4	186.2	208.5		
Masse de l'eau net (g)	140.4	348.3	419.9	486.7		
Masse de sol sec (g)	1826.6	3865.1	3999.0	3932.1		
Teneur en eau (%)	7.7%	9.0%	10.5%	12.4%		
Masse volumique sèche (kg/m³)	1821.6	1851.5	1853.8	1825.1		

Teneur en eau optimale:	10.00%	Analysé par: William Goulet-Laporte et Marielle Fauteux
Masse volumique maximale sèche	1857 (kg/m³)	Date: 07 au 10 août 2017

## Essai Proctor

Projet:			
Provenance: Forêt Montmorency			
Description: Till - SM			
Méthode utilisée:			
A)	B	C	D

Proctor		
Normal		Modifié
25	Coups/couche	56
3	couches	5
2.49	kg-marteau	4.54
30.5	cm-chûte	45.7



% Humidité	2.0%	4.0%	6.0%	6.5%	7.0%	
Masse du moule + sol humide (g)	11072.5	11241.70	11390.10	11324.40	11318.10	
Masse du moule (g)	6486.1	6486.10	6486.10	6485.00	6485.00	
Masse du sol humide (g)	4586.4	4755.60	4904.0	4839.4	4833.10	
Volume du moule	2105.0	2105.00	2105.00	2105.00	2105.00	
Masse volumique humide (g/cm³)	2.18	2.26	2.33	2.30	2.30	
Masse volumique humide (kg/m³)	2178.81	2259.19	2329.69	2299.00	2296.01	

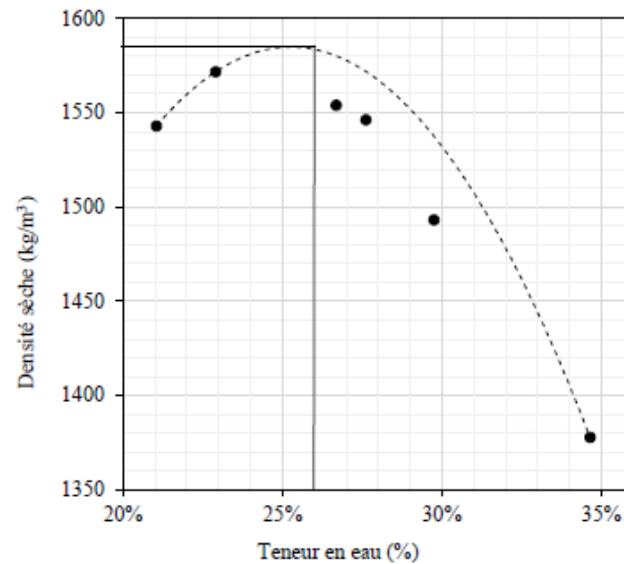
Numéro de la tare	Proctor 1	Proctor 3	Proctor 4	Proctor 2	Proctor 3	
Masse de la tare + sol humide (g)	1317.2	1792.30	5151.90	1139.3	1023.20	
Masse de la tare + sol sec (g)	1289.6	1720.8	4859.6	1073.3	958	
Masse de la tare (g)	62.7	135.4	259.9	132.7	63.9	
Masse de l'eau net (g)	27.6	71.5	292.3	66.0	65.2	
Masse de sol sec (g)	1226.9	1585.4	4599.7	940.6	894.1	
Teneur en eau (%)	2.2%	4.5%	6.4%	7.0%	7.3%	
Masse volumique sèche (kg/m³)	2130.9	2161.7	2190.5	2148.3	2140.0	

Teneur en eau optimale:	5.50%	Analysé par: William Goulet-Laporte et Marielle Fauteux
Masse volumique maximale sèche	2177 (kg/m³)	Date: 07 au 10 août 2017

## Essai Proctor

Projet:
Provenance: Louiseville, Québec
Description: Argile - CH
Méthode utilisée:
A <b>(B)</b> C    D

Proctor		
Normal		Modifié
25	Coups/couche	56
3	couches	5
2.49	kg-marteau	4.54
30.5	cm-chûte	45.7



% Humidité	16.0%	19.0%	22.0%	24.0%	28.0%	30.0%
Masse du moule + sol humide (g)	6075.20	6014.00	6109.30	6113.90	6079.40	6002.30
Masse du moule (g)	4251.80	4251.40	4251.50	4251.70	4251.20	4251.30
Masse du sol humide (g)	1823.4	1762.6	1857.80	1862.20	1828.20	1751.00
Volume du moule	943.86	943.70	943.70	943.70	943.70	943.86
Masse volumique humide (g/cm³)	1.93	1.87	1.97	1.97	1.94	1.86
Masse volumique humide (kg/m³)	1931.85	1867.75	1968.63	1973.30	1937.27	1855.15

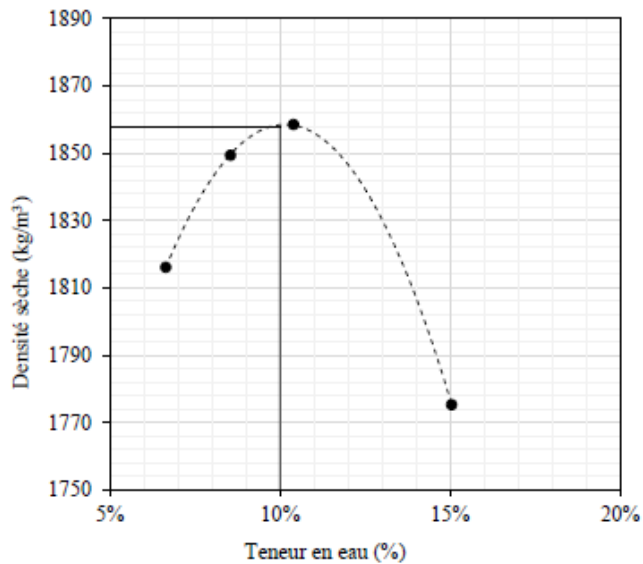
Numéro de la tare	3	2	1	4	5	6
Masse de la tare + sol humide (g)	2068.60	1977.1	2100.00	2063.20	2026.10	1970.90
Masse de la tare + sol sec (g)	1729.1	1671.3	1709.7	1660.7	1607.5	1522.6
Masse de la tare (g)	246.8	218.1	246.9	203	200.1	228.6
Masse de l'eau net (g)	339.5	305.8	390.3	402.5	418.6	448.3
Masse de sol sec (g)	1482.3	1453.2	1462.8	1457.7	1407.4	1294.0
Teneur en eau (%)	22.9%	21.0%	26.7%	27.6%	29.7%	34.6%
Masse volumique sèche (kg/m³)	1571.8	1543.0	1554.0	1546.3	1493.2	1377.8

Teneur en eau optimale:	26.00%	Analysé par: William Goulet-Laporte et Marielle Fautoux
Masse volumique maximale sèche	1585 (kg/m³)	Date: 07 au 10 août 2017

## Essai Proctor

Projet:
Provenance:
Description: Organique - MO,CO
Méthode utilisée:
A <b>(B)</b> C    D

Proctor		
Normal		Modifié
25	Coups/couche	56
3	couches	5
2.49	kg-marteau	4.54
30.5	cm-chûte	45.7



% Humidité	6.0%	8.0%	10.0%	15.0%		
Masse du moule + sol humide (g)	10570.60	10719.40	10907.40	10887.60		
Masse du moule (g)	6494.30	6494.30	6494.30	6494.30		
Masse du sol humide (g)	4076.3	4225.1	4413.10	4393.30		
Volume du moule	2104.92	2104.92	2151.09	2151.09		
Masse volumique humide (g/cm³)	1.94	2.01	2.05	2.04		
Masse volumique humide (kg/m³)	1936.56	2007.25	2051.56	2042.36		

Numéro de la tare	4	3	2	1		
Masse de la tare + sol humide (g)	4315.10	4444.9	4604.40	4608.70		
Masse de la tare + sol sec (g)	4062.5	4113.3	4195	4036		
Masse de la tare (g)	253.3	228.9	253.3	228.9		
Masse de l'eau net (g)	252.6	331.6	409.4	572.7		
Masse de sol sec (g)	3809.2	3884.4	3941.7	3807.1		
Teneur en eau (%)	6.6%	8.5%	10.4%	15.0%		
Masse volumique sèche (kg/m³)	1816.1	1849.4	1858.5	1775.3		

Teneur en eau optimale:	10.00%	Analysé par: William Goulet-Laporte et Marielle Fauteux
Masse volumique maximale sèche	1860 (kg/m³)	Date: 07 au 10 août 2017

ASTM D1883 ESSTANDARD TEST METHOD FOR CALIFORNIA BEARING RATIO  
(CBR) OF LABORATORY-COMPACTED SOILS

### California bearing ratio (CBR)

Projet:	Forage No.:
Client:	Localisation:
Provenance: Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SP	Prélevé le:

#### Préparation échantillon

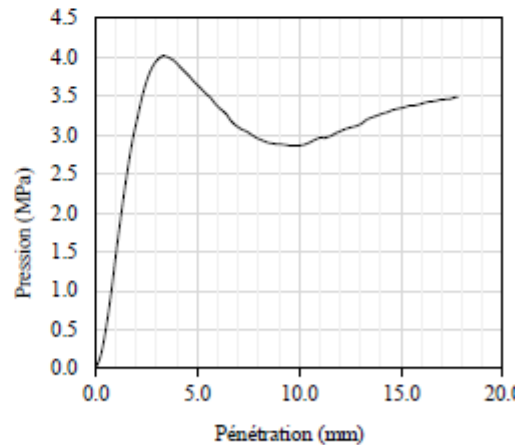
Masse du moule + sol humide (g)	11682.00
Masse du moule (g)	7345.90
Masse du sol humide (g)	4336.10
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2264.30
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1.92
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	1742.62

#### Calcul du volume du moule

Diamètre du moule (m)	0.15
Hauteur du moule (m)	0.12
Volume (m <sup>3</sup> )	0.02

#### Vérification de la teneur en eau

Masse de la tare + sol humide (g)	4564.10
Masse de la tare + sol sec (g)	4173.90
Masse de la tare (g)	229.00
Masse de l'eau net (g)	390.20
Masse du sol sec (g)	3944.90
Teneur en eau (%)	9.9%



#### Résultats CBR

Masse volumique sèche initiale (kg/m <sup>3</sup> )	-
Teneur en eau initiale (%)	-
CBR @ 0,1" pénétration (%)	54.4%
CBR @ 0,2" pénétration (%)	34.9%

Remarque:	
Analysé par: Auxiliaire de recherche	Date: 2019-01-25

### California bearing ratio (CBR)

Projet:	Forage No.
Client:	Localisation:
Provenance: Forêt Montmorreny, Quebec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: SM	Prélevé le:

#### Préparation échantillon

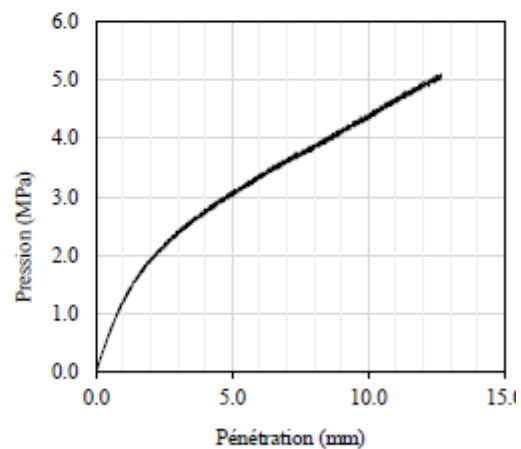
Masse du moule + sol humide (g)	11289.30
Masse du moule (g)	7345.90
Masse du sol humide (g)	3943.40
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2264.30
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1.74
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	1492.10

#### Calcul du volume du moule

Diamètre du moule (m)	0.15
Hauteur du moule (m)	0.12
Volume (m <sup>3</sup> )	0.02

#### Vérification de la teneur en eau

Masse de la tare + sol humide (g)	351.70
Masse de la tare + sol sec (g)	335.40
Masse de la tare (g)	63.20
Masse de l'eau net (g)	16.30
Masse du sol sec (g)	272.20
Teneur en eau (%)	6.0%



#### Résultats CBR

Masse volumique sèche initiale (kg/m <sup>3</sup> )	-
Teneur en eau initiale (%)	-
CBR @ 0,1" pénétration (%)	32.0%
CBR @ 0,2" pénétration (%)	30.0%

Remarque:	
Analysé par: Auxiliaire de recherche	Date: 2019-01-25

### California bearing ratio (CBR)

Projet:	Forage No.
Client:	Localisation:
Provenance: Louiseville, Québec	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: CH	Prélevé le:

#### Préparation échantillon

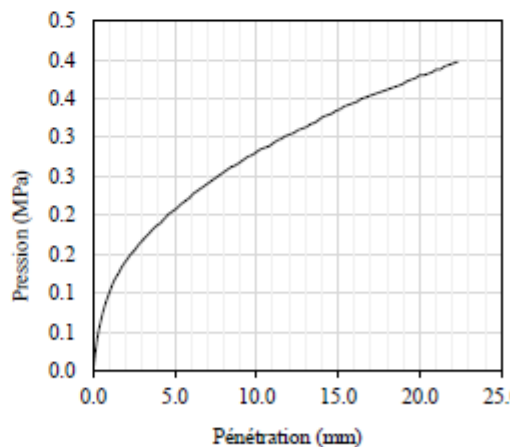
Masse du moule + sol humide (g)	11226.40
Masse du moule (g)	7345.90
Masse du sol humide (g)	3880.50
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2264.30
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1.71
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	1290.60

#### Calcul du volume du moule

Diamètre du moule (m)	0.15
Hauteur du moule (m)	0.12
Volume (m <sup>3</sup> )	0.02

#### Vérification de la teneur en eau

Masse de la tare + sol humide (g)	4377.90
Masse de la tare + sol sec (g)	3430.60
Masse de la tare (g)	541.50
Masse de l'eau net (g)	947.30
Masse du sol sec (g)	2889.10
Teneur en eau (%)	32.8%



#### Résultats CBR

Masse volumique sèche initiale (kg/m <sup>3</sup> )	-
Teneur en eau initiale (%)	-
CBR @ 0,1" pénétration (%)	2.3%
CBR @ 0,2" pénétration (%)	2.0%

Remarque:

Analysé par: Auxiliaire de recherche

Date: 2019-01-25



**California bearing ratio (CBR)**

Projet:	Forage No.
Client:	Localisation:
Provenance:	Prélevé par:
Nature de l'échantillon: MO,CO	Prélevé le:

Préparation échantillon

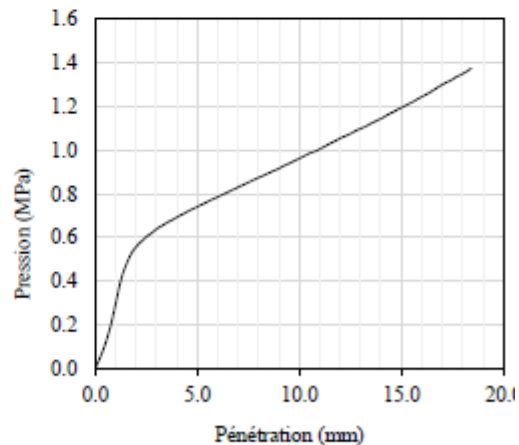
Masse du moule + sol humide (g)	10959.50
Masse du moule (g)	7345.90
Masse du sol humide (g)	3613.60
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2264.30
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1.60
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	1443.08

Calcul du volume du moule

Diamètre du moule (m)	0.15
Hauteur du moule (m)	0.12
Volume (m <sup>3</sup> )	0.02

Vérification de la teneur en eau

Masse de la tare + sol humide (g)	3865.40
Masse de la tare + sol sec (g)	3519.50
Masse de la tare (g)	253.10
Masse de l'eau net (g)	345.90
Masse du sol sec (g)	3266.40
Teneur en eau (%)	10.6%


Résultats CBR

Masse volumique sèche initiale (kg/m <sup>3</sup> )	-
Teneur en eau initiale (%)	-
CBR @ 0,1" pénétration (%)	8.8%
CBR @ 0,2" pénétration (%)	7.2%

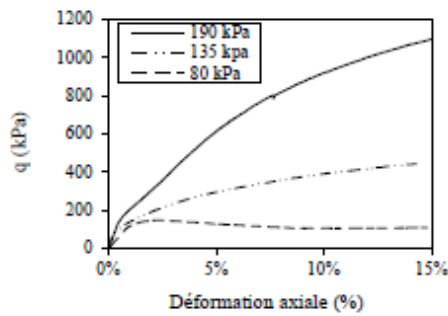
Remarque:	
Analysé par: Auxiliaire de recherche	Date: 2019-01-25

## **ANNEXE B: ESSAIS TRIAXIAUX**

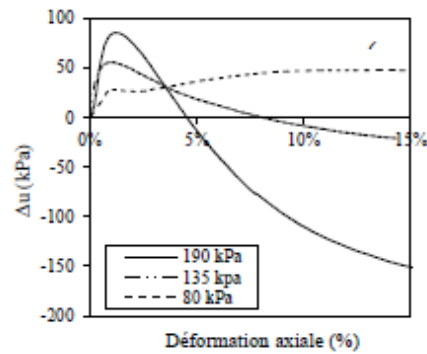
## Essai Triaxial (CIU)

<b>Provenance:</b> Sainte-Catherine-de-la-Jacques-Cartier, Quebec	<b>Description:</b> Sable - SP
---	--------------------------------

### Contrainte déviatorique



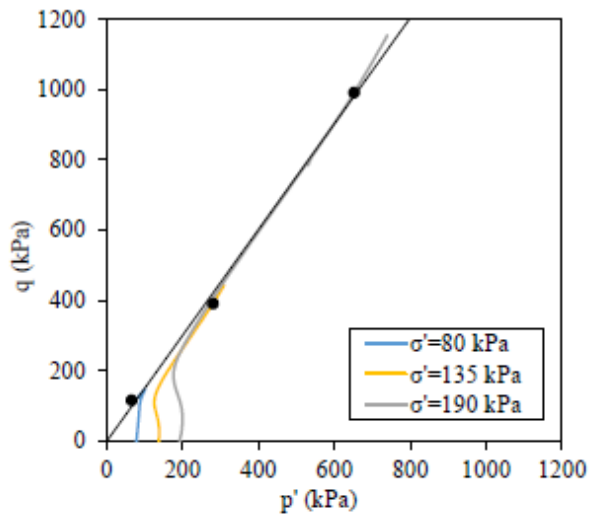
### Pression interstitielle



	$q_{PIC}$ (kPa)	$q_{GD}$ (kPa)	$E_0$ (MPa)	$E_{50}$ (MPa)
$\sigma'_{80kPa}$	146	117	13	13
$\sigma'_{135kPa}$	-	392	46	8
$\sigma'_{190kPa}$	-	991	39	26

$E_{0\_moyen}$ (MPa)	32.67
$E_{50\_moyen}$ (MPa)	15.67

### Cheminement des contraintes



	$\beta$ (deg)	$d$ (kPa)
SP	56.4	0.00

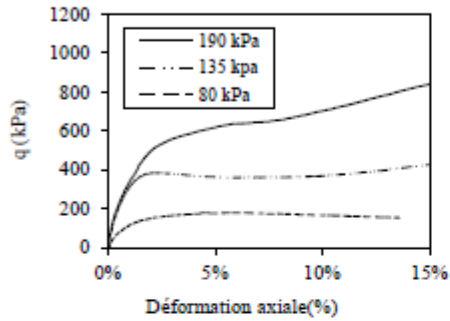
Remarque:

Analysé par: Bahar Ahou Ghalandari      Date: 2019

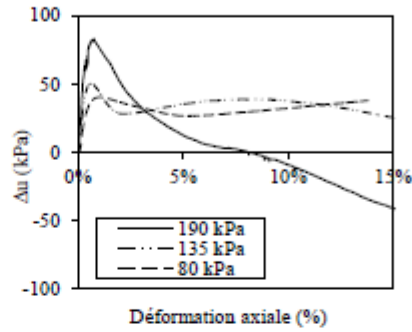
## Essai Triaxial (CIU)

<b>Provenance:</b> Forêt Montmorrency	<b>Description:</b> Till - SM
---------------------------------------	-------------------------------

### Contrainte déviatorique



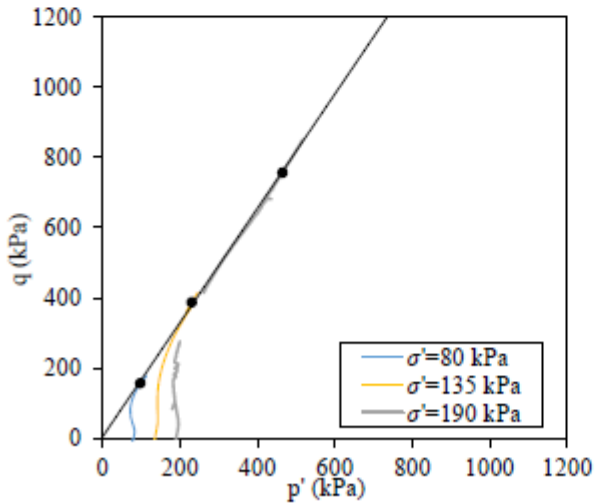
### Pression interstitielle



	$q_{PIC}$ (kPa)	$q_{GD}$ (kPa)	$E_0$ (MPa)	$E_{50}$ (MPa)
$\sigma'_{80kPa}$	-	158	27	15
$\sigma'_{135kPa}$	383	388	39	42
$\sigma'_{190kPa}$	-	757	72	30

$E_{0\_moyen}$ (MPa)	46.06
$E_{50\_moyen}$ (MPa)	29.00

### Cheminement des contraintes



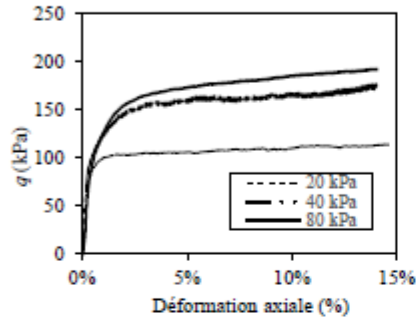
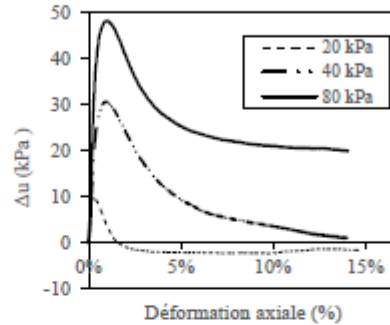
	$\beta$ (deg)	$d$ (kPa)
SM	58.43	4.59

Remarque:

Analysé par:	Bahar Ahou Ghalandari	Date:	2019
--------------	-----------------------	-------	------

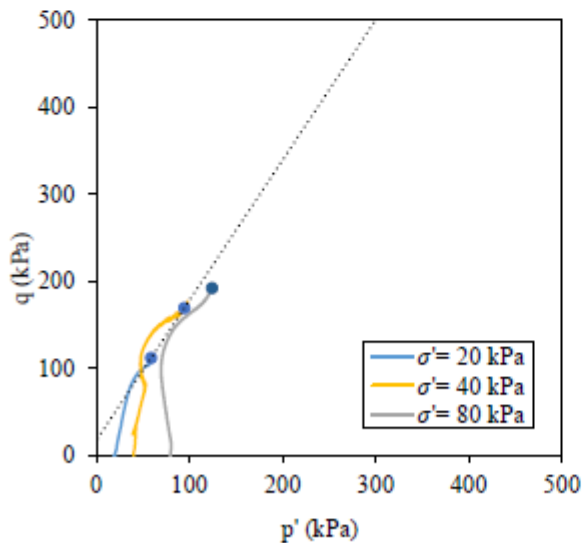
**Essai Triaxial (CIU)**

<b>Provenance:</b> Rive nord du lac Saint Pierre	<b>Description:</b> Argile - CH
--	---------------------------------

**Contrainte déviatorique**

**Pression interstitielle**


	$q_{PIC}$ (kPa)	$q_{GD}$ (kPa)	$E_0$ (MPa)	$E_{50}$ (MPa)
$\sigma'_{20kPa}$	-	112	58	43
$\sigma'_{40kPa}$	-	169	36	31
$\sigma'_{80kPa}$	-	192	24	19

$E_{0\_moyen}$ (MPa)	46.76
$E_{50\_moyen}$ (MPa)	31.00

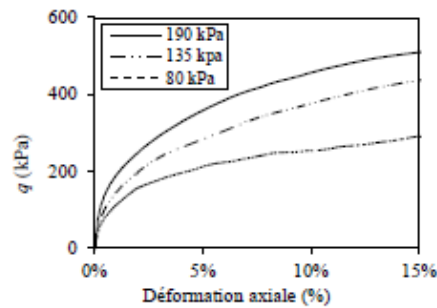
**Cheminement des contraintes**


	$\beta$ (deg)	$d$ (kPa)
MO,CO	58.19	16.89

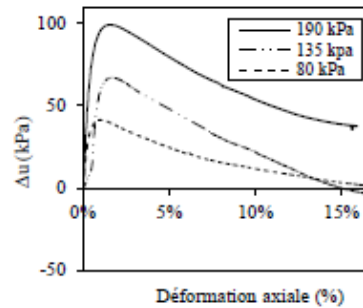
<b>Remarque:</b>	
<b>Analysé par:</b> Bahar / Nayara	<b>Date:</b> 2019-2020

**Essai Triaxial (CIU)**

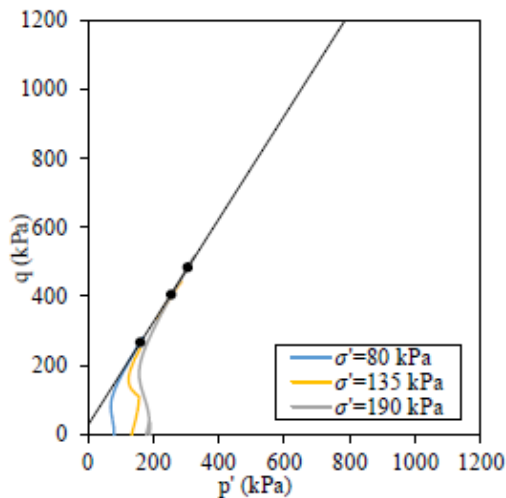
<b>Provenance:</b> Sol d'aménagement paysager	<b>Description:</b> Organique - MO, CO
---	---

**Contrainte déviatorique**


	$q_{PIC}$ (kPa)	$q_{GD}$ (kPa)	$E_0$ (MPa)	$E_{50}$ (MPa)
$\sigma'_{80kPa}$	-	267	31	9
$\sigma'_{135kPa}$	-	405	35	10
$\sigma'_{190kPa}$	-	484	50	12

**Pression interstitielle**


$E_{0\_moyen}$ (MPa)	38.76
$E_{50\_moyen}$ (MPa)	10.33

**Cheminement des contraintes**


	$\beta$ (deg)	$d$ (kPa)
MO,CO	56.22	25.84

Remarque:

Analysé par:	Bahar Ahou Ghalandari	Date:	2019
--------------	-----------------------	-------	------

## **ANNEXE C: ESSAIS SIMULATEUR**

## CALIBRATION



**UNIVERSITÉ LAVAL**  
**FORMAT: CALIBRATION**



UL-CL-01

ESSAI  
Code  
Responsable

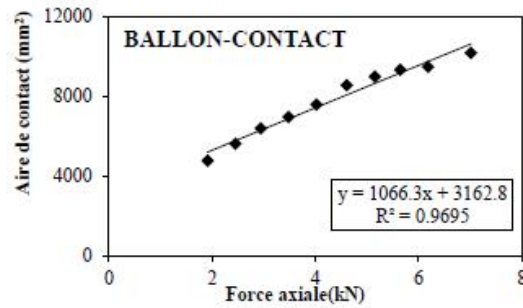
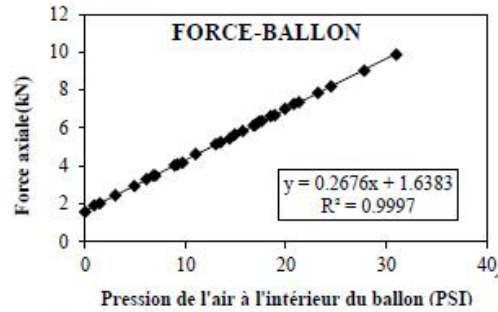
SIMULATEUR  
01\_UL-CM\_CL  
Jesus Cruz et Jean Pascal

Description  
Simulateur

Date 09/02/2020

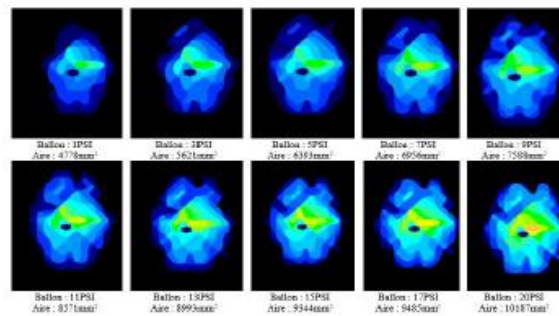
**CALIBRATION**

Date 2019					
Pression dans le ballon		Masse Balance		Aire	Contrainte
(psi)	(kPa)	(kg)	(kN)	(mm <sup>2</sup> )	(kPa)
0	0.00	160	1.57		
0.9	6.21	195	1.913	4778	400.37
1.45	10.00	205	2.011		
3	20.68	250	2.453	5621	436.31
4.9	33.78	300	2.943	6393	460.35
6.1	42.06	335	3.286		
6.8	46.88	355	3.483		
7	48.26	355	3.483	6956	500.65
8.9	61.36	410	4.022	7588	530.06
9.2	63.43	415	4.071		
9.7	66.88	425	4.169		
11	75.84	470	4.611	8571	537.94
13	89.43	525	5.15	8993	572.70
13.5	93.08	535	5.248		
14.4	99.28	555	5.445		
14.9	102.73	575	5.641	9344	603.68
15.7	108.25	595	5.837		
16.8	115.83	625	6.131		
17	117.21	630	6.18	9485	651.59
17.3	119.28	645	6.327		
17.6	121.35	650	6.377		
18.5	127.55	675	6.622		
18.9	130.31	680	6.671		
19.9	137.21	715	7.014	10187	688.54
20.8	143.41	740	7.259		
21.3	146.86	750	7.358		
23.2	159.96	800	7.848		
24.5	168.92	835	8.191		
27.8	191.67	920	9.025		
31	213.74	1005	9.859		



(psi)	(kPa)	(kN)	(mm <sup>2</sup> )	(kPa)	(MPa)
0	0.00	1.64	4909.719	333.69	0.33
3	20.68	2.44	5765.478	423.36	0.42
6	41.37	3.24	6621.238	489.85	0.49
10	68.95	4.31	7762.25	555.70	0.56

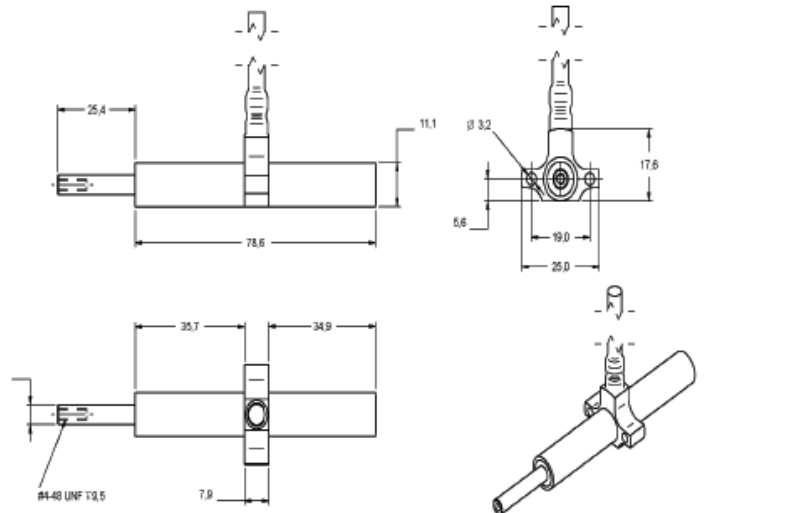
**ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE**



## SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES DES INSTRUMENTS

# ODP-A

## FIBER OPTIC DISPLACEMENT SENSOR



### SPECIFICATIONS

LINEAR STROKE LENGTH	25 mm standard (other stroke lengths available upon request)
RESOLUTION	1 micron (based on 20 data samples averaging)
ACCURACY	0.2% F.S. (@ 25 °C)
REPEATABILITY	0.05% F.S
TEMPERATURES OPERATING RANGE	-40 to 85 °C (higher or lower temperature range available upon request)
OPERATING HUMIDITY RANGE	0-100 %
EMI/RFI SUSCEPTIBILITY	Complete Immunity
CONSTRUCTION MATERIAL	Aluminium housing and stainless steel core (dielectric composite material available upon request)
OPTICAL CONNECTOR	SCA (Standard), LCA (Standard), other connector available on request
LOAD MECHANISM	Spring return for fully extended shaft at rest (spring load can be removed)
CABLE LENGTH	Up to 3 km (Sampling rate dependent, consult factory for more details)
SIGNAL CONDITIONER COMPATIBILITY	All Opsens Solutions WLP1 signal conditioners

Opsens Solutions Inc. reserves the right to make any changes to the above specifications without prior notice.  
IMF0027-En-ODP-A-Rev1.7 | Printed in Canada

**OpSens Solutions** ●●●  
 319 Franquet Street, Suite 110 Quebec QC G1P 4P4 CANADA  
 t. +1.418.882.9996 | e. info-solutions@opsens.com | w. www.opsens-solutions.com

## Soil pressure at construction site

### KDA-PA/KDB-PA Soil Pressure Gauge

Civil engineering design



The KDA-PA and KDB-PA are soil pressure gauges each 200 mm in outside diameter. They are widely used at construction sites. They are designed with a dual-diaphragm structure that can minimize the displacement of a sensing area and thereby can keep the stress distribution in soil undisturbed under pressure. The KDA-PA is used to measure the pressure in soil and to monitor the behavior of embankments. The KDB-PA is used to measure the pressure in earth retaining walls or the pressure on wall surfaces of structures.

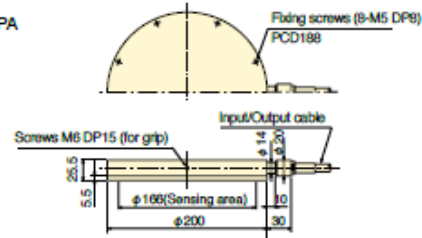
Protection ratings: IP68 equivalent

**Minute displacement of pressure-sensitive area due to dual-diaphragm structure**  
**Can measure dynamic earth pressure, too**

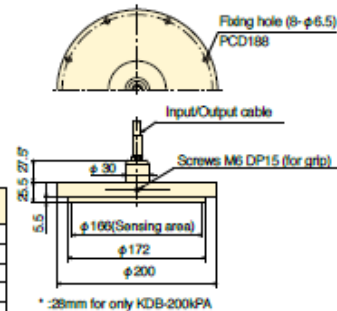
#### ■ SPECIFICATIONS

TYPE	KDA-200KPA KDB-200KPA	KDA-500KPA KDB-500KPA	KDA-1MPa KDB-1MPa	KDA-2MPa KDB-2MPa
Capacity	200kPa	500kPa	1MPa	2MPa
Rated Output	1mV/V(2000×10 <sup>-6</sup> strain)			
Non-linearity	2%RO	1%RO		
Allowable temperature range	-20 ~ +60°C			
Input/Output resistance	350Ω			
Recommended exciting voltage	3V or less			
Allowable exciting voltage	10V			
Cable drawing direction	KDA-PA: from side of body		KDB-PA: from back of body	
Weight	6 kg			

KDA-PA



KDB-PA



Input/Output cable :  
 φ9mm 0.5mm<sup>2</sup> 4-core shielded chloroprene cable 2m

### KDC-PA/KDD-PA Soil Pressure Gauge

Civil engineering design



The KDC-PA and KDD-PA are anticorrosion stainless-steel soil pressure gauges each 100 mm in outside diameter. They are used to measure the pressure in soil in ocean or coastal civil engineering structures and to measure the dynamic pressure of waves. The difference between these two models is the way the cable is attached to the gauge body.

Protection ratings: IP68 equivalent

**Made of all stainless steel with excellent corrosion resistance**

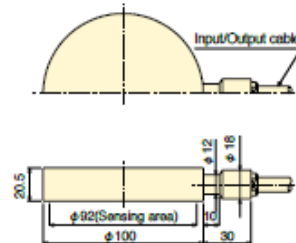
**Minute displacement of pressure-sensitive area due to dual-diaphragm structure**

**Can measure dynamic earth pressure, too**

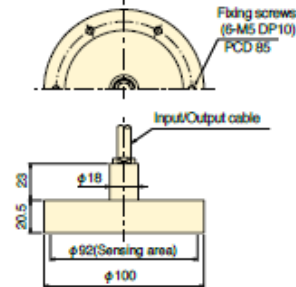
#### ■ SPECIFICATIONS

TYPE	KDC-200KPA KDD-200KPA	KDC-500KPA KDD-500KPA	KDC-1MPa KDD-1MPa	KDC-2MPa KDD-2MPa
Capacity	200kPa	500kPa	1MPa	2MPa
Rated Output	1mV/V(2000×10 <sup>-6</sup> strain)			
Non-linearity	2%RO	1%RO		
Allowable temperature range	-20 ~ +60°C			
Input/Output resistance	350Ω			
Recommended exciting voltage	3V or less			
Allowable exciting voltage	10V			
Cable drawing direction	KDC-PA: from side of body		KDD-PA: from back of body	
Weight	1.2 kg			

KDC-PA




KDD-PA



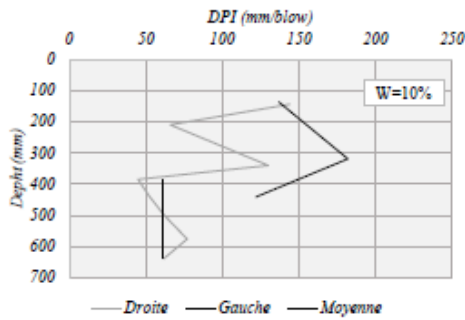
Input/Output cable :  
 φ9mm 0.5mm<sup>2</sup> 4-core shielded chloroprene cable 2m

## PÉNÉTRMÈTRE À CÔNE DYNAMIQUE (DCP)

<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			
<b>FORMAT: DONNÉES (DYNAMIC CONE PENETROMETER)</b>			
ESSAI	DCP	Description	
Code	01 UL-CM SP01 C. DPI	Sol SP -CH0 - CH3 - CH6 - CH 10	
Sol	SP		
Responsable	Jesus Cruz		
			Date
			10/03/2020

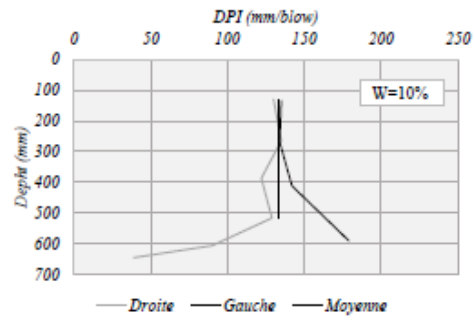
**PROFIL DU DPI ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa



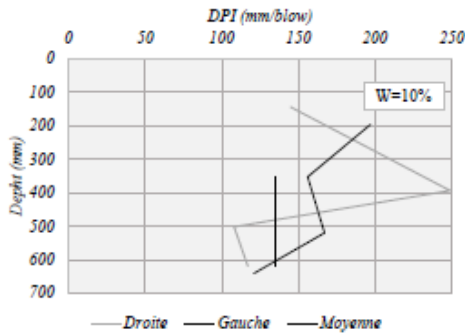
DPI moyen (mm/blow)	60.9
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	57.2

Pression de contact : 423 kPa



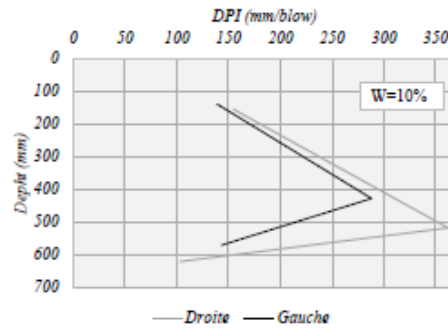
DPI moyen (mm/blow)	133.1
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	57.2

Pression de contact : 490 kPa

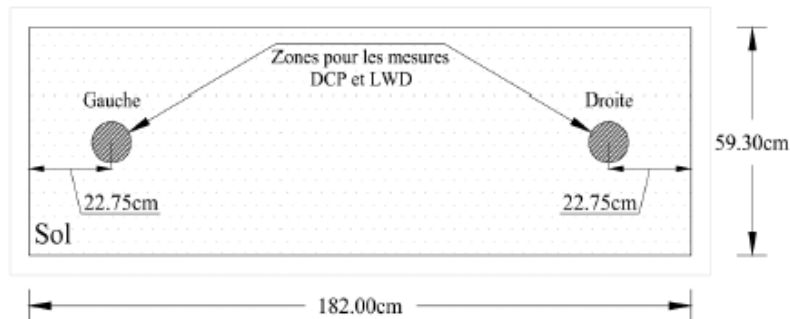


DPI moyen (mm/blow)	134.5
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	57.2

Pression de contact : 555 kPa



DPI moyen (mm/blow)	-
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	-



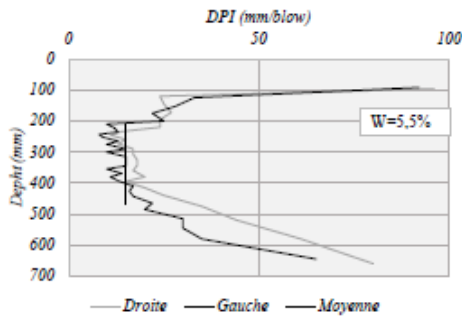
Remarque: E<sub>FWD</sub> a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Dore et Zubeck, 2009). Les résultats du côté gauche de la pression de 334 kPa n'ont pas été pris en compte pour le calcul de la moyenne. Les résultats de la pression de 555 kPa n'ont pas été pris en compte pour le calcul du DPI et du E<sub>FWD</sub>.

DPI (mm/blow)	109.5
E <sub>FWD</sub> (Mpa)	57.2

<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>				<b>UL-DPI-01</b>
<b>FORMAT: DONNÉES (DYNAMIC CONE PENETROMETER)</b>				
ESSAI	DCP	Description		
Code	01 UL-CM SM01 C DPI	Sol SM -CH0 - CH3 - CH6 - CH 10		
Sol	SM			
Responsable	Jesus Cruz			
			Date	10/03/2020

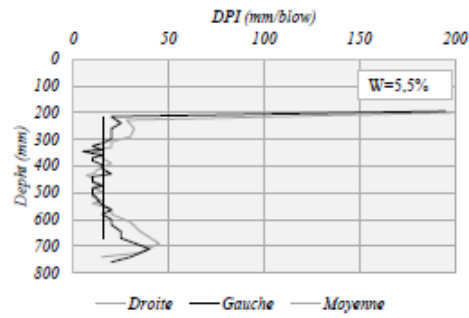
**PROFIL DU DPI ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa



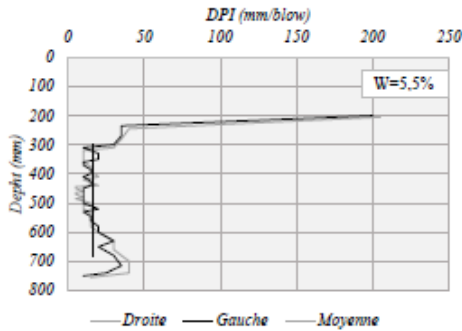
DPI moyen (mm/blow)	15.1
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	117.9

Pression de contact : 423 kPa



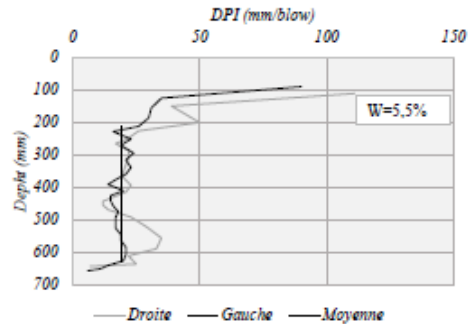
DPI moyen (mm/blow)	16
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	124.4

Pression de contact : 490 kPa

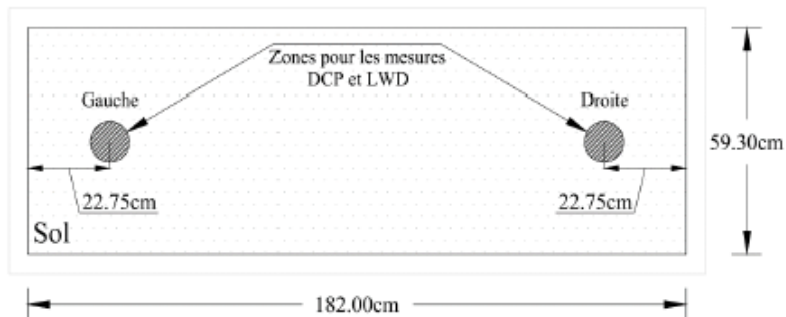


DPI moyen (mm/blow)	16.5
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	124

Pression de contact : 555 kPa



DPI moyen (mm/blow)	19.4
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	20.4



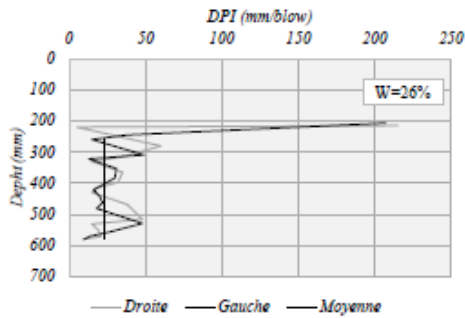
**Remarques:** E<sub>FWD</sub> a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Doré et Zubeck, 2009).

DPI (mm/blow)	15.87
E <sub>FWD</sub> (Mpa)	122.1

<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			<b>UL-DPI-01</b>
<b>FORMAT: DONNÉES (DYNAMIC CONE PENETROMETER)</b>			
ESSAI	DCP	Description	
Code	01 UL-CM CH01 C DPI	Sol CH-CH0 - CH3 - CH6 - CH 10	
Sol	CH		
Responsable	Jesus Cruz		
			Date 10/03/2020

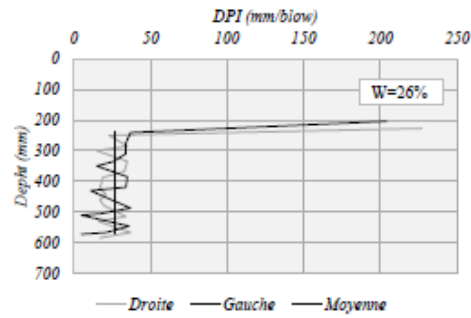
**PROFIL DU DPI ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa



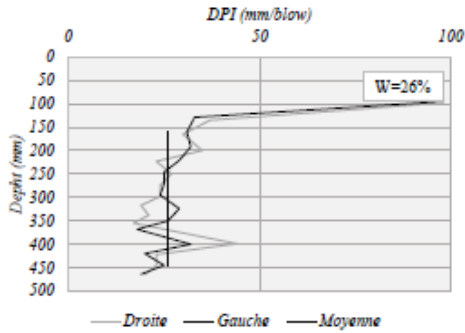
DPI moyen (mm/blow)	23.6
$E_{FWD}$ moyen (Mpa)	56.3

Pression de contact : 423 kPa



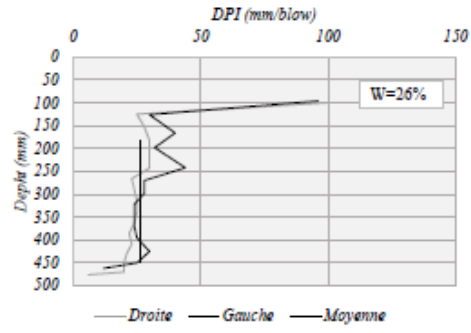
DPI moyen (mm/blow)	26.6
$E_{FWD}$ moyen (Mpa)	39.5

Pression de contact : 490 kPa

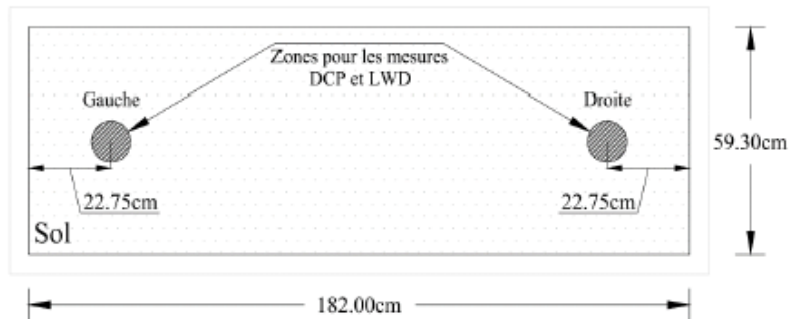


DPI moyen (mm/blow)	26
$E_{FWD}$ moyen (Mpa)	33.1

Pression de contact : 555 kPa




DPI moyen (mm/blow)	26.4
$E_{FWD}$ moyen (Mpa)	30.7



**Remarques:**  $E_{FWD}$  a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Doré et Zubeck, 2009).

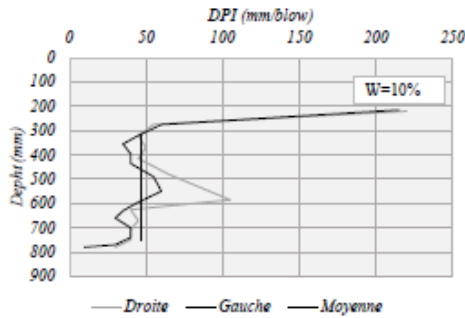
DPI (mm/blow)	25.65
$E_{FWD}$ (Mpa)	39.9



<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			<b>UL-DPI-01</b>
<b>FORMAT: DONNÉES (DYNAMIC CONE PENETROMETER)</b>			
ESSAI	DCP	Description	
Code	01 UL-CM MO01 C DPI	Sol MO,CO -CH0 - CH 10	
Sol	MO,CO		
Responsable	Jesus Cruz		
			Date 10/03/2020

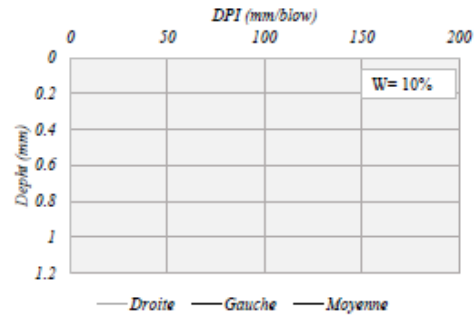
**PROFIL DU DPI ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa



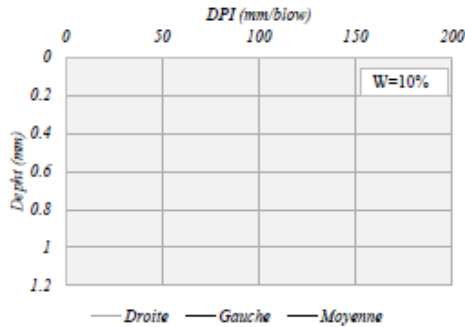
DPI moyen (mm/blow)	46.8
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	65.3

Pression de contact : 423 kPa



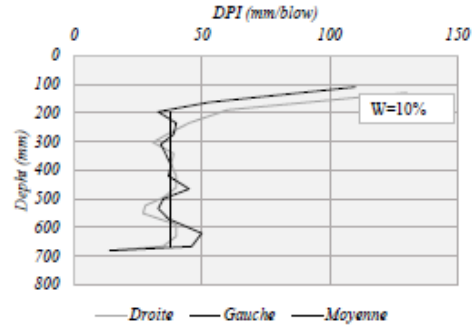
DPI moyen (mm/blow)	-
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	-

Pression de contact : 490 kPa

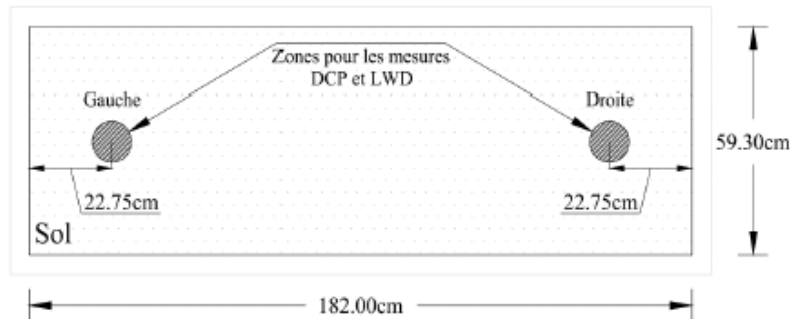


DPI moyen (mm/blow)	-
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	-

Pression de contact : 555 kPa




DPI moyen (mm/blow)	37.6
E <sub>FWD</sub> moyen (Mpa)	65.3



Remarque: E<sub>FWD</sub> a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Doré et Zubeck, 2009). Aucun résultat n'est présenté pour les pressions 423 kPa et 490 kPa car l'instrument de mesure était défectueux.

DPI (mm/blow)	42.2
E <sub>FWD</sub> (Mpa)	65.3

## DÉFLECTOMÈTRE À MASSE TOMBANTE (FWD)

<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			
<b>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</b>			
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
<b>Code</b>	01_UL-CM_SP01_C_LDW	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	
<b>Sol</b>	SP		
<b>Responsable</b>	Jesus Cruz		
			<b>UL-LWD-01</b>
			Page 1 de 2
			Date 18/02/2019

**DONNÉES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	199.1	22	521.15	33.525
	2	194.01	20.5	517.82	32.876
	3	198.7	22	449.72	38.771
<i>Gauche en haut</i>	4	330.99	18	1527.8	19.01
	5	338.24	20.5	1821.1	16.298
	6	354.57	19	1415.1	21.986
<i>Droite en bas</i>	7	212.89	20.5	463.4	40.314
	8	207.58	20	445.67	40.872
	9	206.66	21.5	598.22	30.315
<i>Droite en haut</i>	10	388.26	19.5	1014	33.599
	11	391.83	18.5	854.82	40.223
	12	394.38	19	733.19	47.2

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
32.92

Pression de contact : 423 kPa


		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	370.6	18.5	1060.3	30.671
	2	374.78	19.5	893.49	36.808
	3	391.83	19.5	802.93	42.822
<i>Gauche en haut</i>	4	532.08	17	1853.4	25.192
	5	532.08	17	1749.4	26.689
	6	544.33	17.5	1622.6	29.437
<i>Droite en bas</i>	7	365.29	18	1398.4	22.922
	8	400.71	19.5	841.46	41.78
	9	394.07	19	725.07	47.692
<i>Droite en haut</i>	10	525.24	16.5	1741.1	26.471
	11	546.37	17.5	1579.5	30.354
	12	546.37	16.5	1576.7	30.265

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
32.59

Pression de contact : 490 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	521.36	16.5	2173.2	21.051
	2	321.19	18.5	2342.2	12.033
	3	331.3	19	1793.4	16.21
<i>Gauche en haut</i>	4	465.12	17	6057.8	6.7374
	5	486.96	17	2276	18.774
	6	536.16	16	1916.4	24.55
<i>Droite en bas</i>	7	262.4	17	1823.9	12.624
	8	297.2	20	3892.6	6.6998
	9	333.95	18.5	1957.7	14.969
<i>Droite en haut</i>	10	448.79	17	4231.4	9.3069
	11	511.26	18	2284	19.642
	12	511.26	18	2284	19.642

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
15.19

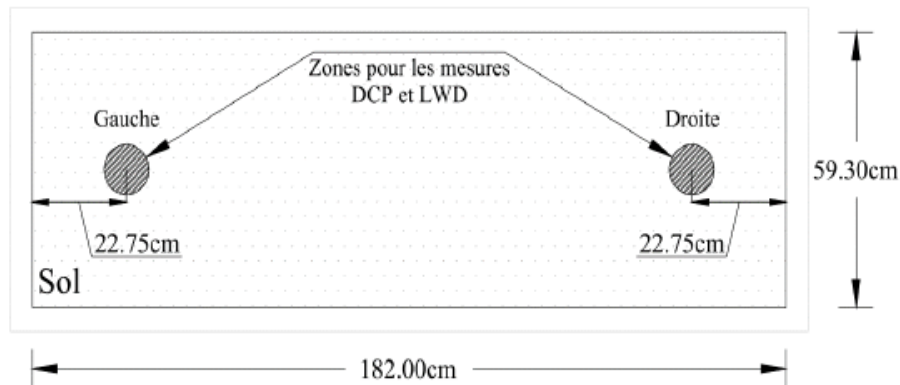
<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			
<b>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</b>			
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
<b>Code</b>	<b>01_UL-CM_SP01_C_LDW</b>	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	
<b>Sol</b>	<b>SP</b>		
<b>Responsable</b>	<b>Jesus Cruz</b>		
			<b>Date</b> 18/02/2019

**DONNÉES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 555 kPa


		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	225.04	20	646.47	30.546
	2	225.14	20.5	595.94	33.151
	3	220.55	21.5	568.12	34.065
<i>Gauche en haut</i>	4	357.43	18.5	1503.6	20.859
	5	353.96	18.5	1348.1	23.04
	6	354.77	19	1249.5	24.915
<i>Droite en bas</i>	7	137.25	18.5	277.88	43.342
	8	204.01	21	399.8	44.778
	9	206.36	20.5	390.82	46.33
<i>Droite en haut</i>	10	368.96	19	1258.4	25.728
	11	370.7	19.5	1072.5	30.33
	12	360.39	19.5	1103.4	28.66

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
32.15



Remarques: E<sub>FWD</sub> a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Doré et Zubeck, 2009).

<b>E<sub>FWD</sub> (Mpa)</b>	<b>28</b>
------------------------------	-----------

<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			
<b>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</b>			
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
<b>Code</b>	01_UL-CM_SM01_C_LDW	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	
<b>Sol</b>	SM		
<b>Responsable</b>	Jesus Cruz		
			<b>Date</b> 12/04/2019

**DONNÉES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	244.84	19	448.64	33.525
	2	253.21	19.5	416.63	53.718
	3	239.94	19.5	381.35	55.212
<i>Gauche en haut</i>	4	395.4	17	668.85	51.875
	5	396.63	19	522.11	66.66
	6	378.25	18.5	576.03	57.621
<i>Droite en bas</i>	7	269.75	19.5	364.83	64.88
	8	283.53	21	332.21	74.891
	9	265.05	20.5	363.02	64.06
<i>Droite en haut</i>	10	379.58	18.5	434.04	76.74
	11	367.53	19.5	464.04	69.501
	12	368.66	20	429.6	75.301

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
62.00

Pression de contact : 423 kPa


		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	210.75	20	268.96	68.757
	2	206.77	22	238.45	76.092
	3	207.38	21	231.51	78.602
<i>Gauche en haut</i>	4	407.24	18	675.06	52.937
	5	375.7	16.5	445.05	74.077
	6	396.52	17.5	391.78	88.813
<i>Droite en bas</i>	7	246.37	22	375.64	57.553
	8	237.69	21.5	357.67	58.315
	9	251.78	21.5	359.01	61.542
<i>Droite en haut</i>	10	377.84	18	680.86	48.697
	11	360.8	22	654.34	48.385
	12	371.31	17	665.55	48.956

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
63.56

Pression de contact : 490 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	246.58	21	260.96	82.912
	2	244.64	20.5	256.36	83.738
	3	247.29	20.5	264.39	82.076
<i>Gauche en haut</i>	4	372.13	19	390.05	83.717
	5	399.38	16.5	427.08	82.06
	6	385.7	19.5	428.5	78.985
<i>Droite en bas</i>	7	262.09	20.5	314.78	73.063
	8	215.03	15	273.51	69.066
	9	226.77	18.5	296.3	67.159
<i>Droite en haut</i>	10	375.7	20.5	496.7	66.374
	11	401.53	24	504.02	69.905
	12	367.33	16	468.25	68.838

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
75.66

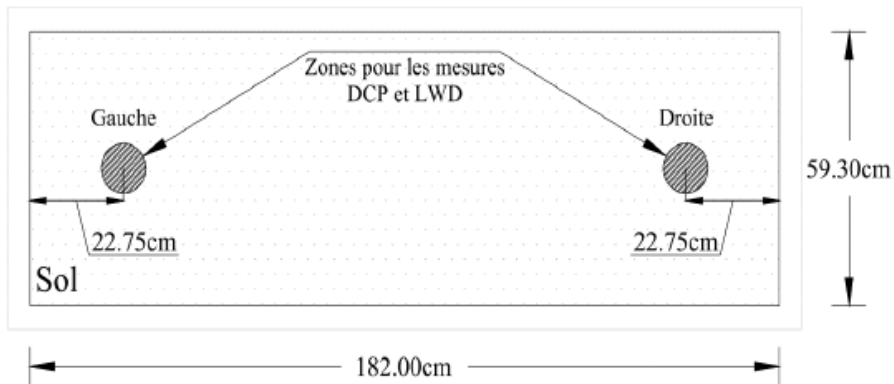
<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			<b>UL-LWD-01</b>
<b>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</b>			Page 2 de 2
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
<b>Code</b>	01_UL-CM_SM01_C_LDW	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	
<b>Sol</b>	SM		
<b>Responsable</b>	Jesus Cruz		
		<b>Date</b>	12/04/2019

**DONNÉES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITE**

Pression de contact : 555 kPa


		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	195.74	19.5	365.59	46.982
	2	196.86	20.5	318.75	54.497
	3	205.13	21.5	304.43	59.128
<i>Gauche en haut</i>	4	352.63	17	529.48	58.441
	5	350.79	17.5	453.75	67.84
	6	354.98	17.5	469.87	66.294
<i>Droite en bas</i>	7	240.14	22	331.7	63.517
	8	247.9	19.5	316.46	68.74
	9	243.41	20.5	317.68	67.235
<i>Droite en haut</i>	10	415.51	19	524.25	69.549
	11	407.75	19	514.14	69.593
	12	417.96	19.5	521.79	70.289

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
63.51



**Remarques:** E<sub>FWD</sub> a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Doré et Zubeck, 2009).

<b>E<sub>FWD</sub> (Mpa)</b>	66
------------------------------	----

<i>UNIVERSITÉ LAVAL</i>			
<i>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</i>			
<i>ESSAI</i>	<i>SIMULATEUR</i>	<i>Description</i>	<i>UL-LWD-01</i>
<i>Code</i>	<i>01_UL-CM_CH01_C_LDW</i>	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	Page 1 de 2
<i>Sol</i>	<i>CH</i>		Date
<i>Responsable</i>	<i>Jesus Cruz</i>		<i>12/04/2019</i>

**DONNÉES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1				
	2				
	3				
<i>Gauche en haut</i>	4				
	5				
	6				
<i>Droite en bas</i>	7				
	8				
	9				
<i>Droite en haut</i>	10				
	11				
	12				

<i>E<sub>FWD</sub></i> (MPa)
-

Pression de contact : 423 kPa


		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	215.7	60	1216	23
	2	225.5	60	1251	24
	3	219.1	60	1201	24
<i>Gauche en haut</i>	4	319.3	60	1742	24
	5	318.4	60	1705	25
	6	317.9	60	1737	24
<i>Droite en bas</i>	7	231.4	60	1745	17
	8	230.2	60	1548	20
	9	230.2	60	1645	18
<i>Droite en haut</i>	10	295.1	60	1920	20
	11	305	60	1874	21
	12	296.3	60	1842	21

<i>E<sub>FWD</sub></i> (MPa)
21.75

Pression de contact : 490 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	211.8	60	1526	18
	2	224.4	60	2021	15
	3	223.5	60	2001	15
<i>Gauche en haut</i>	4	312.5	60	1935	21
	5	285.7	60	1870	20
	6	303.5	60	2054	19
<i>Droite en bas</i>	7	222.7	60	1875	16
	8	221.8	60	1985	15
	9	221	60	1789	16
<i>Droite en haut</i>	10	271.8	60	1757	20
	11	327.5	60	1560	28
	12	251.3	60	1569	21

<i>E<sub>FWD</sub></i> (MPa)
18.67

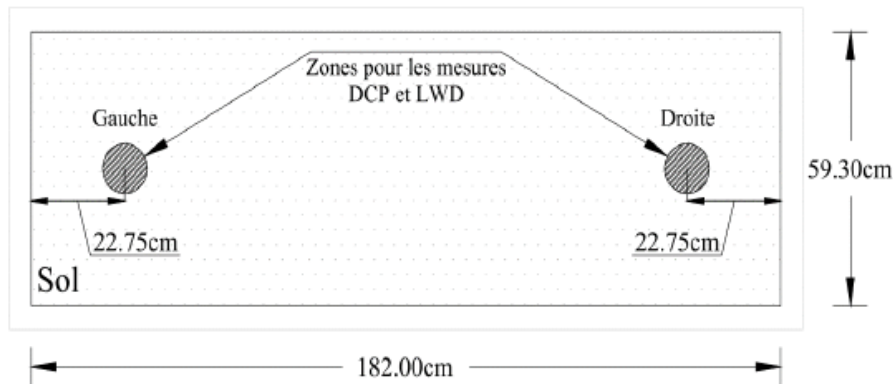
<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b> <b>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</b>			 <b>UL-LWD-01</b>
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
<b>Code</b>	<b>01_UL-CM_CH01_C_LDW</b>	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	Page 2 de 2
<b>Sol</b>	<b>CH</b>		Date
<b>Responsable</b>	<b>Jesus Cruz</b>		<b>12/04/2019</b>

**DONNEES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITE**

Pression de contact : 555 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	45.26	20	900.91	13.225
	2	46.134	20	906.32	13.4
	3	45.952	19.5	908.67	13.313
<i>Gauche en haut</i>	4	29.892	21	547.2	14.381
	5	30.187	22.5	546.01	14.554
	6	29.768	22	539.07	14.537
<i>Droite en bas</i>	7	45.113	19.5	663.12	17.909
	8	44.818	20	658.15	17.927
	9	45.55	20	665.65	18.016
<i>Droite en haut</i>	10	30.743	20.5	401.59	20.153
	11	30.323	21.5	402	19.857
	12	31.843	20	406.75	20.609


<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
16.49



**Remarques:** E<sub>FWD</sub> a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Doré et Zubeck, 2009). Aucun résultat n'est présenté pour la pression 334 kPa car l'instrument de mesure était défectueux

<b>E<sub>FWD</sub> (Mpa)</b>	19
------------------------------	----



<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>			
<b>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</b>			
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
<b>Code</b>	01_UL-CM_M001_C_LDW	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	
<b>Sol</b>	MO.CO		
<b>Responsable</b>	Jesus Cruz		
			<b>UL-LWD-01</b>
			Page 1 de 2
			Date 12/04/2019

**DONNÉES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 334 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	249.43	22.5	1126.8	19.425
	2	247.29	22	1126.2	19.268
	3	238.61	22.5	1107	18.914
<i>Gauche en haut</i>	4	238.1	24	1437	14.539
	5	347.83	22	1843.2	16.559
	6	364.88	22	1850	17.307
<i>Droite en bas</i>	7	238.21	23	1515.3	13.794
	8	240.55	22	1380.7	15.288
	9	242.39	24	1276.7	16.66
<i>Droite en haut</i>	10	363.04	20.5	1901.3	16.755
	11	362.84	21.5	2030.8	15.678
	12	372.03	21.5	1953.7	16.709

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
16.74

Pression de contact : 423 kPa


		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	244.74	21.5	1523.8	14.094
	2	245.35	23	1427	15.087
	3	242.8	22.5	1411.4	15.095
<i>Gauche en haut</i>	4	363.76	22.5	2306.6	13.838
	5	368.45	21.5	2235.4	14.464
	6	367.43	21.5	2172.8	14.839
<i>Droite en bas</i>	7	205.54	23	967.26	18.647
	8	209.83	22	928.25	19.836
	9	211.56	22.5	933.93	19.878
<i>Droite en haut</i>	10	379.58	23	1873.6	17.778
	11	373.15	24	1790.5	18.287
	12	366.31	22.5	1723.8	18.647

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
16.71

Pression de contact : 490 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1	253.31	21	1631.4	13.625
	2	253.72	22.5	1578.1	14.108
	3	254.44	23.5	1501.6	14.869
<i>Gauche en haut</i>	4	372.94	21.5	2215.8	14.769
	5	360.18	22.5	2183.1	14.478
	6	366.51	21.5	2198.5	14.629
<i>Droite en bas</i>	7	225.85	22	1590.8	12.458
	8	234.43	23.5	1407.9	14.611
	9	241.68	22	1367.2	15.512
<i>Droite en haut</i>	10	353.86	22	2255.6	13.766
	11	353.55	20.5	2192.5	14.15
	12	360.8	22	2251.8	14.06

<b>E<sub>FWD</sub> (MPa)</b>
14.25

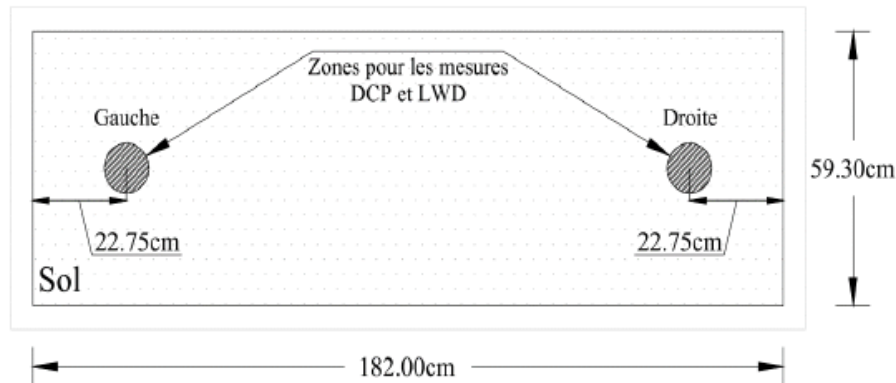
<i>UNIVERSITE LAVAL</i>			
<i>FORMAT: DONNÉES (LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER)</i>			
<i>ESSAI</i>	<i>SIMULATEUR</i>	<i>Description</i>	<i>UL-LWD-01</i>
<i>Code</i>	<i>01_UL-CM_MO01_C_LDW</i>	Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Essai d'endommagement	Page 2 de 2
<i>Sol</i>	<i>MO</i>		
<i>Responsable</i>	<i>Jesus Cruz</i>		
			<i>Date</i> <span style="float: right;"><i>12/04/2019</i></span>

**DONNÉES INITIALES ET MODULE D'ELASTICITÉ**

Pression de contact : 555 kPa

		PRESSURE (kPa)	PULSE TIME (ms)	DEFLEC (µm)	E-mod (MPa)
<i>Gauche en bas</i>	1				
	2				
	3				
<i>Gauche en haut</i>	4				
	5				
<i>Droite en bas</i>	6				
	7				
	8				
<i>Droite en haut</i>	9				
	10				
	11				
	12				

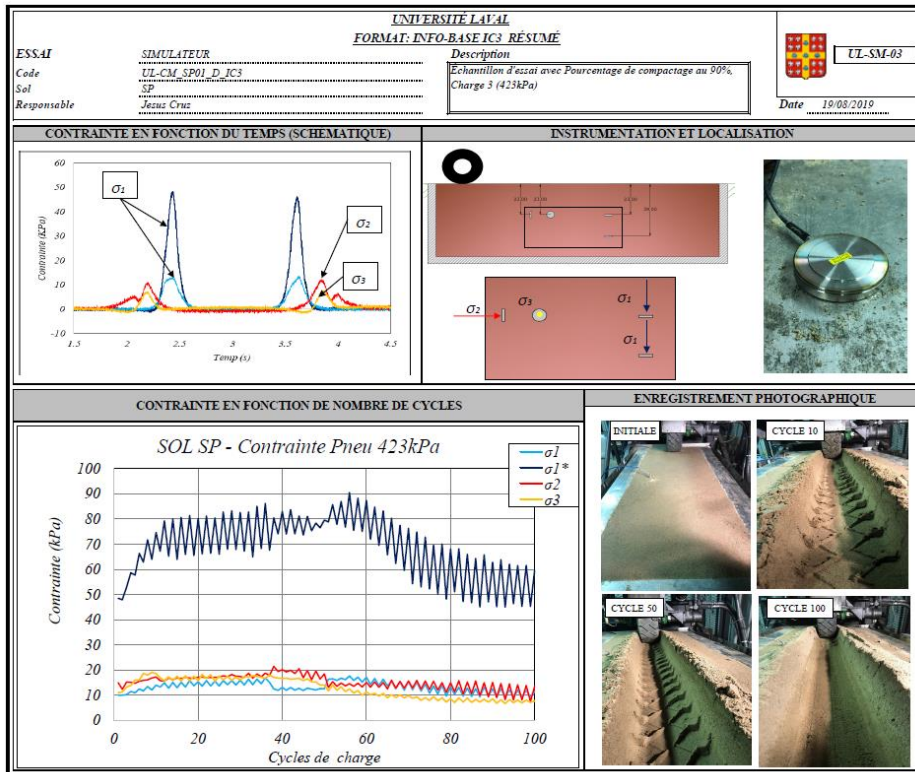
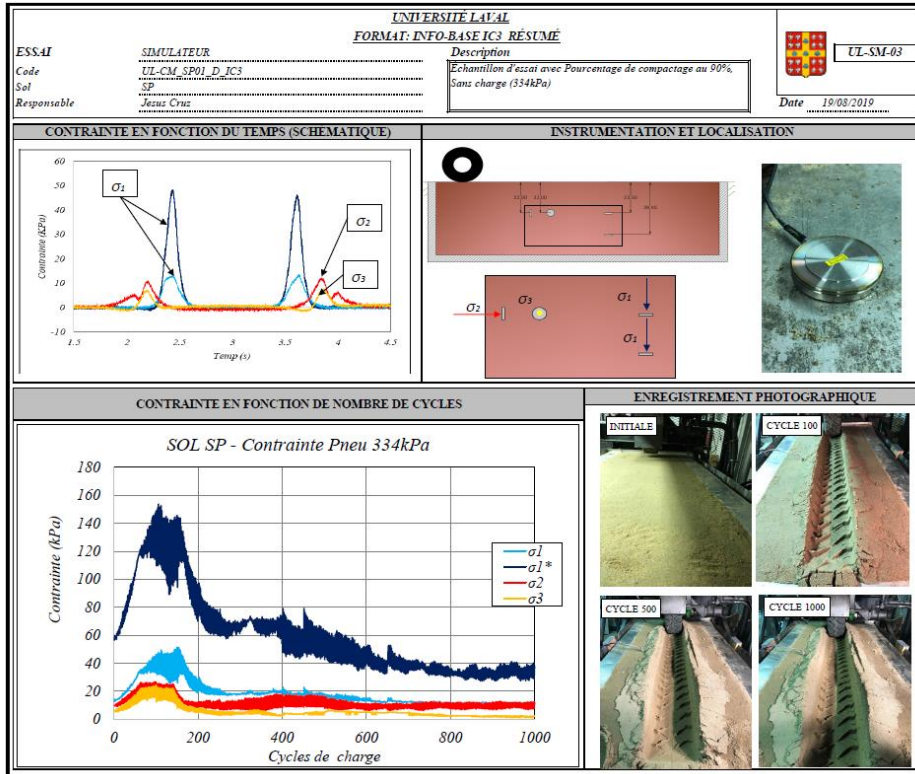
<i>E<sub>FWD</sub> (MPa)</i>
-

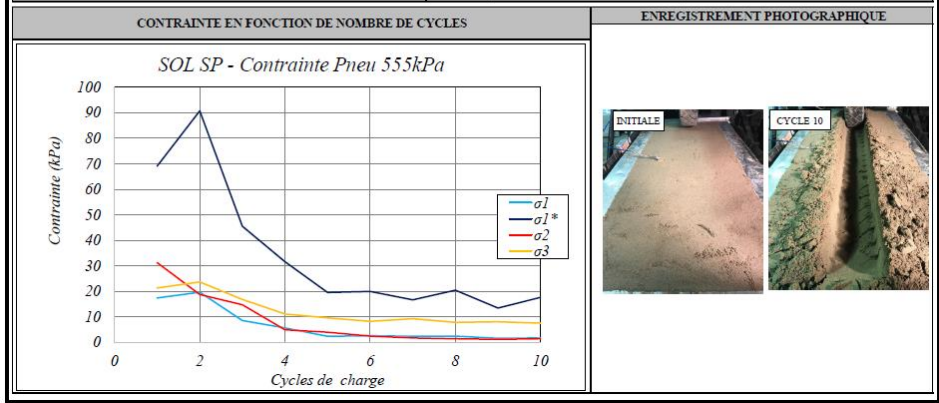
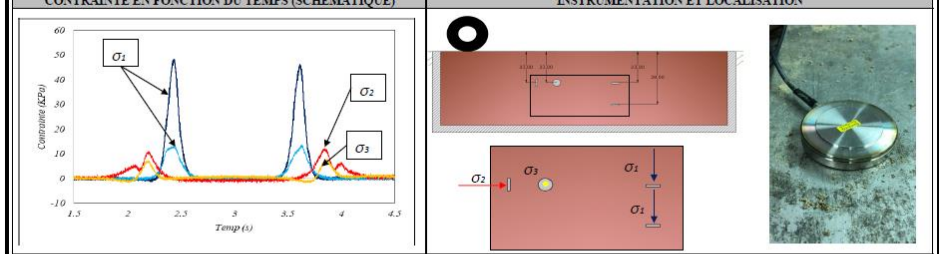
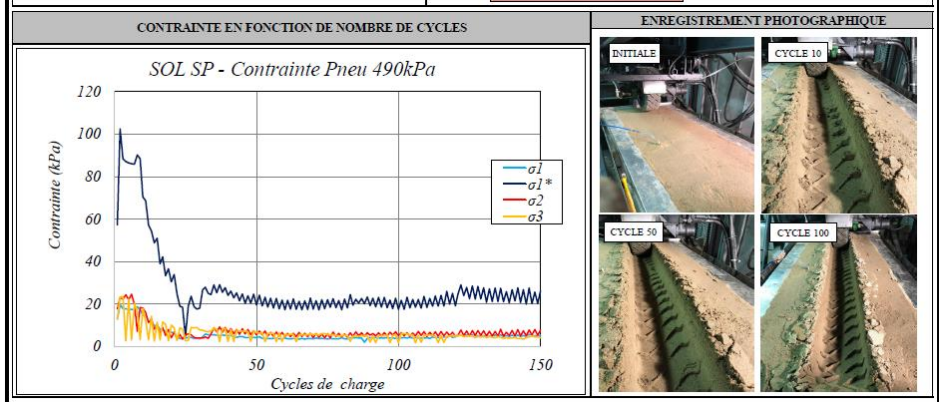
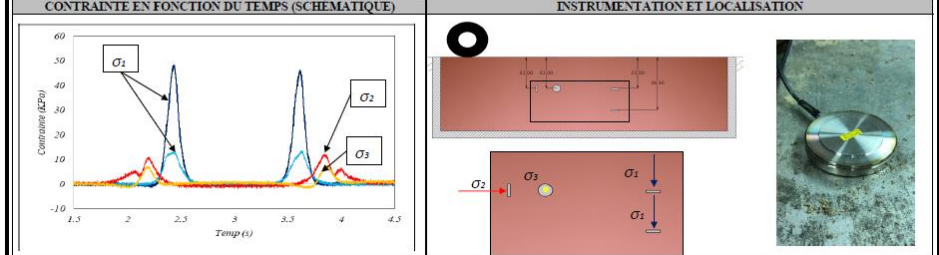



Remarques: E<sub>FWD</sub> a été obtenu à partir des corrélations présentées dans le Tableau 4-12 de (Doré et Zubeck, 2009). Aucun résultat n'est présenté pour la pression 555 kPa car l'instrument de mesure était défectueux

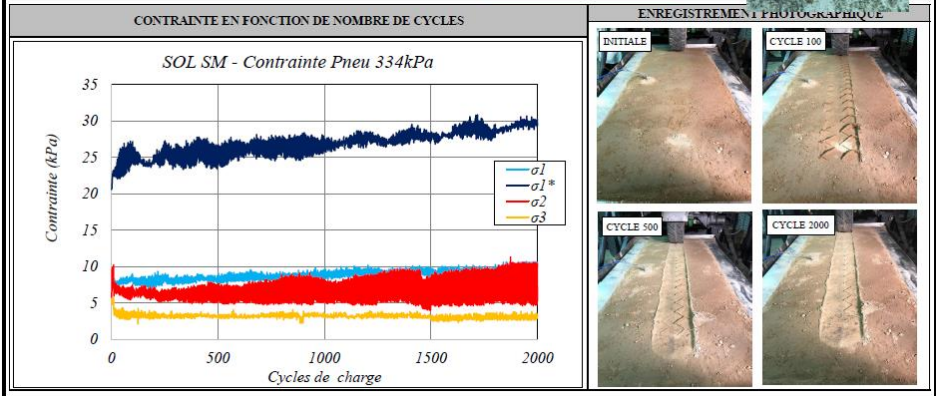
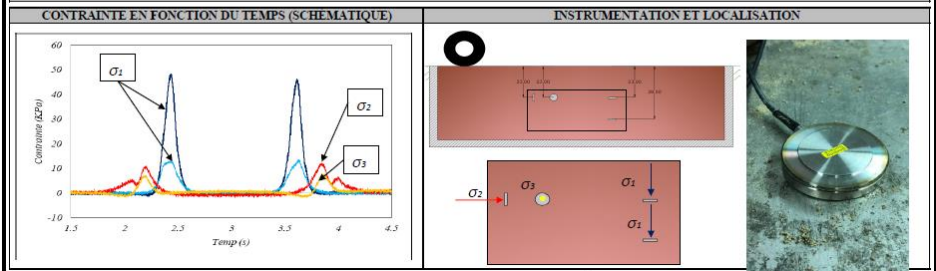
<i>E<sub>FWD</sub> (Mpa)</i>	16
------------------------------	----


## CONTRAINTES (SIMULATEUR)

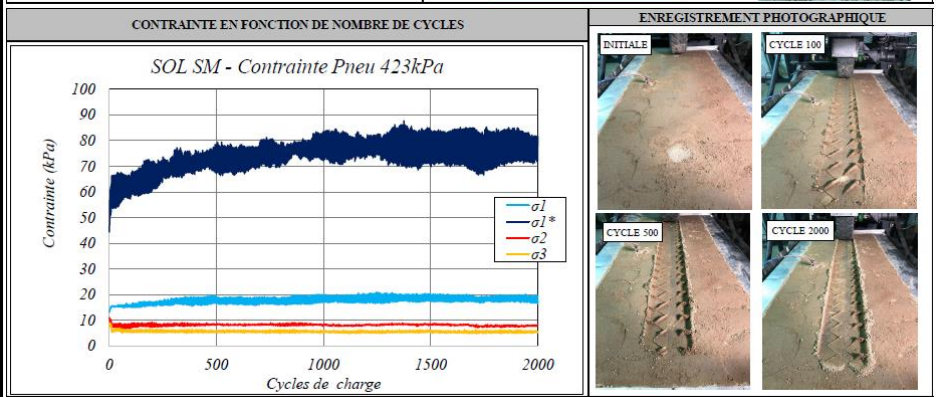
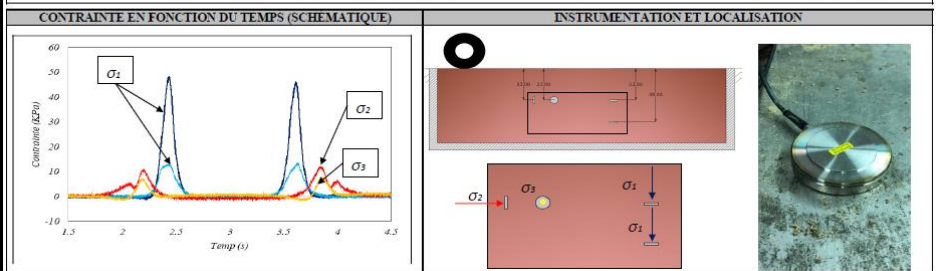


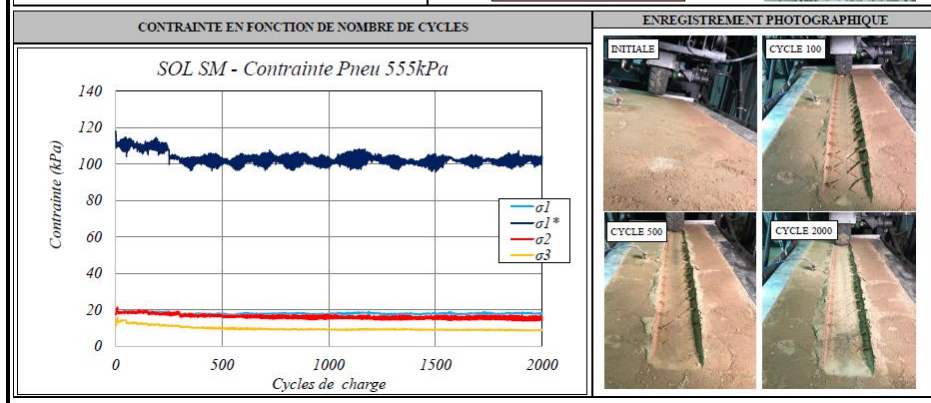
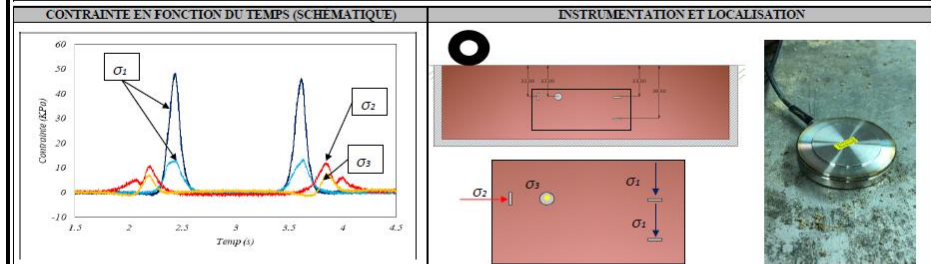
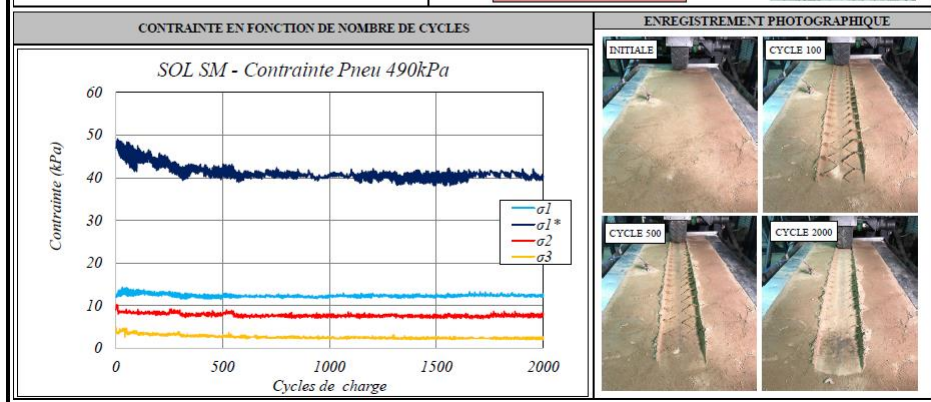
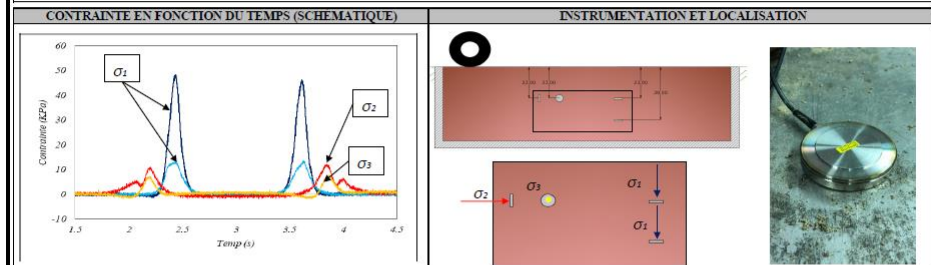


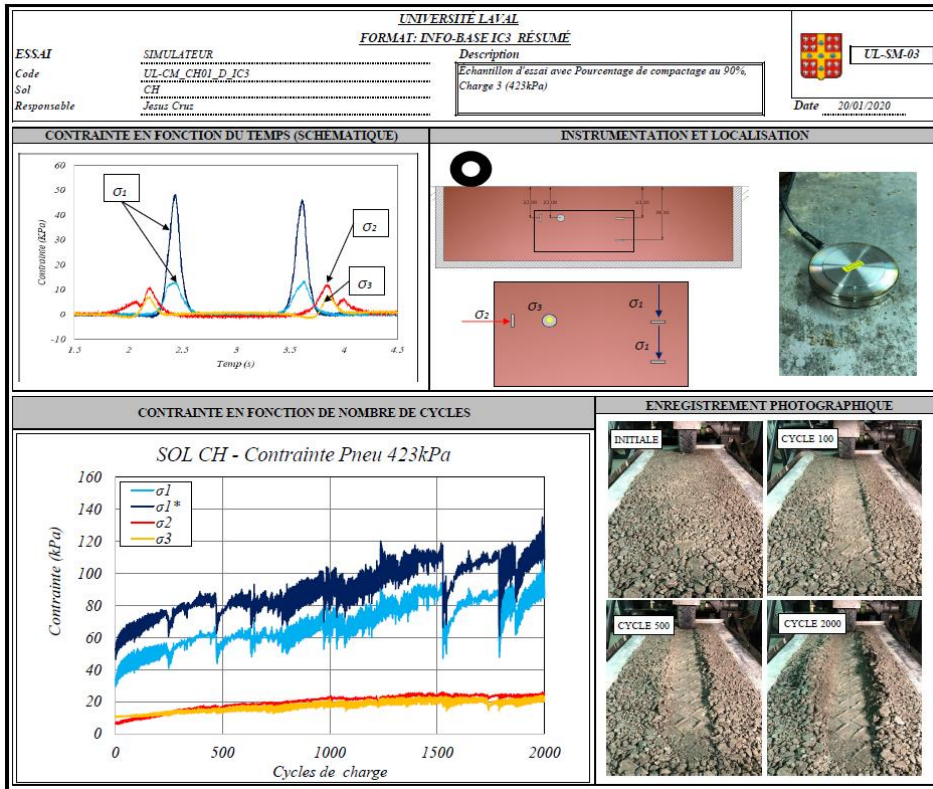
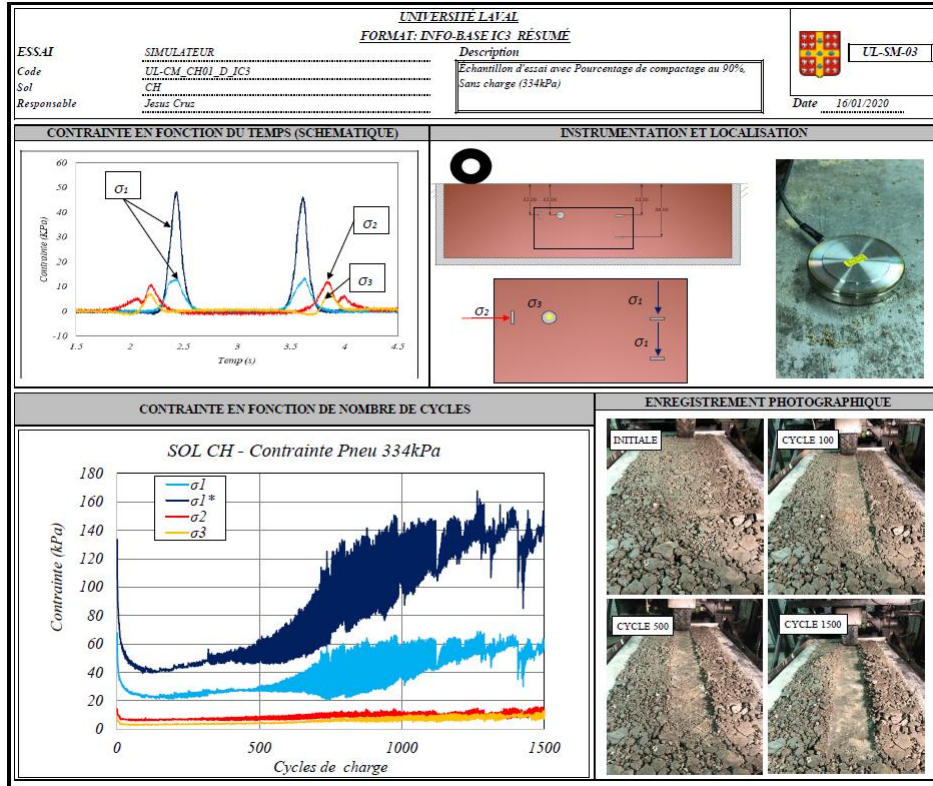
<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>		<b>FORMAT: INFO-BASE IC3 RÉSUMÉ</b>	
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
Code	UL-CM SM01 D IC3	Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Sans charge (334kPa)	Date 12/08/2019
Sol	SM		
Responsable	Jesus Cruz		




<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>		<b>FORMAT: INFO-BASE IC3 RÉSUMÉ</b>	
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
Code	UL-CM SM01 D IC3	Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Charge 3 (423kPa)	Date 12/08/2019
Sol	SM		
Responsable	Jesus Cruz		

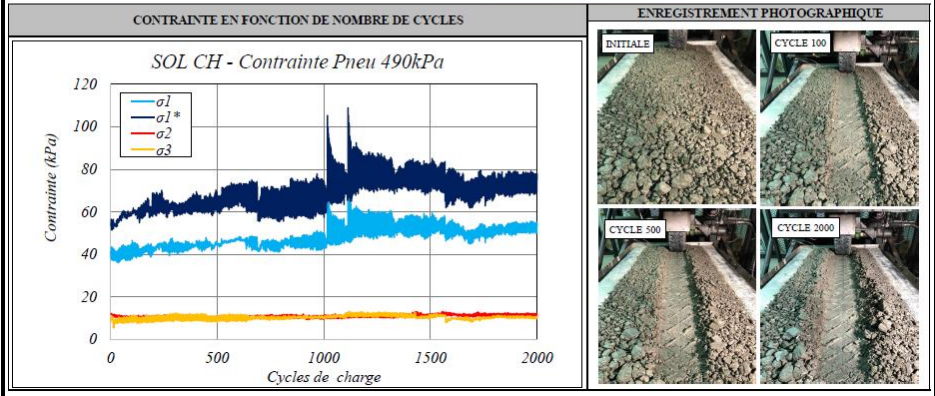
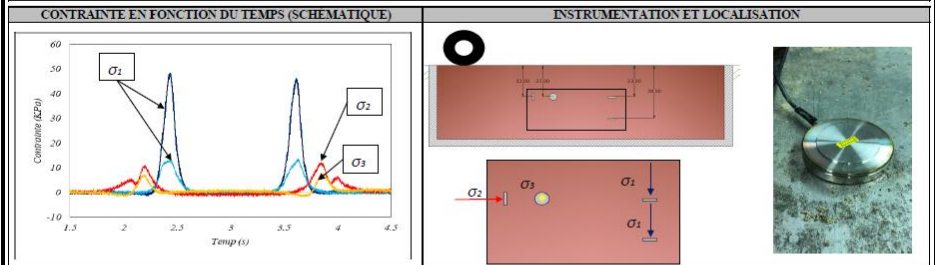





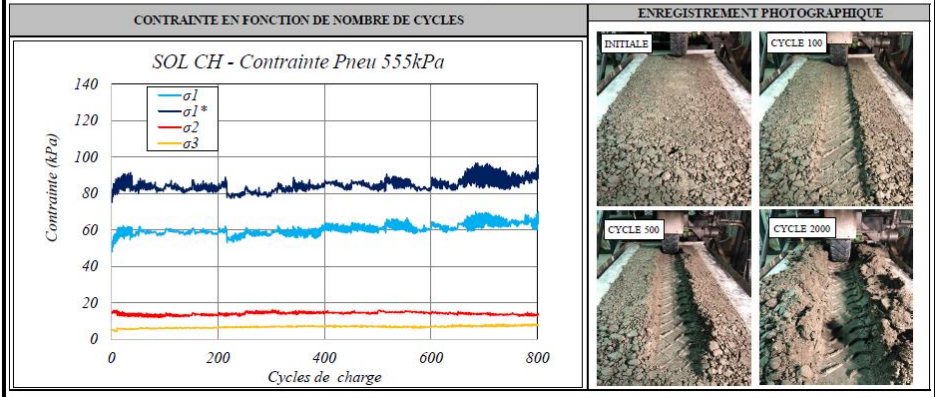
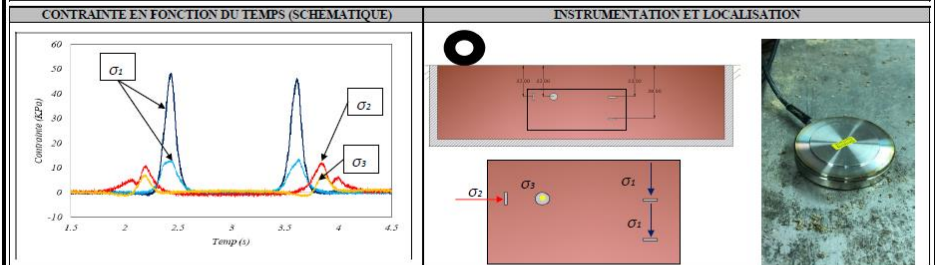


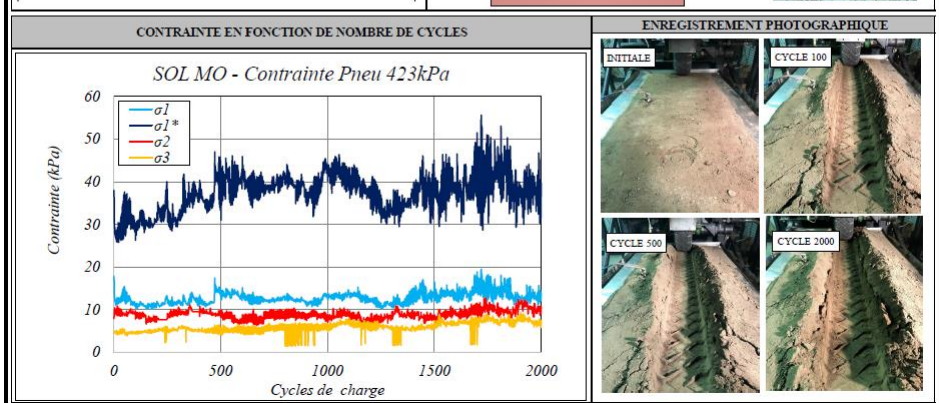
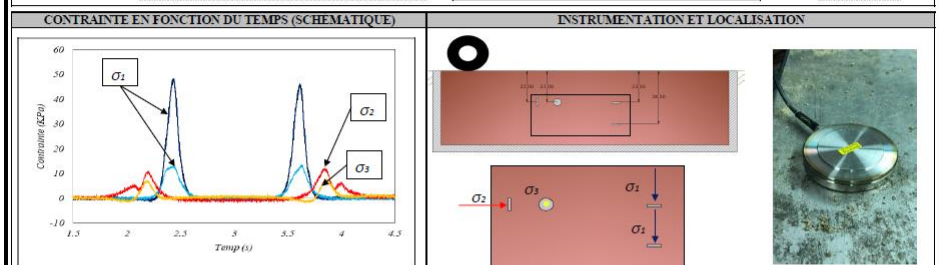
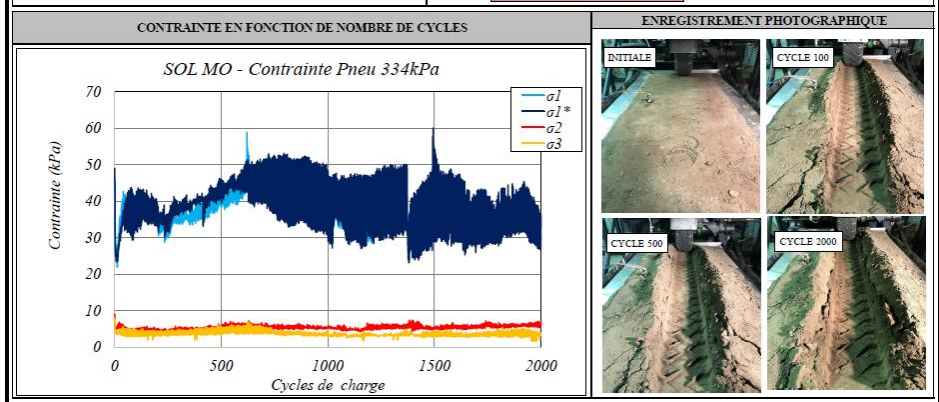
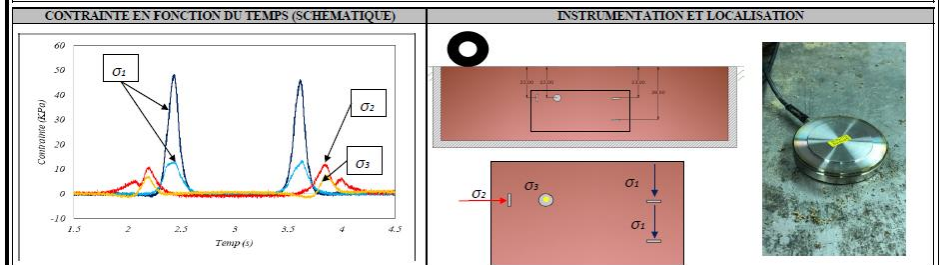



<b>UNIVERSITÉ L'AVAIL</b>		<b>FORMAT: INFO-BASE IC3 RÉSUMÉ</b>	 UL-SM-03
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
Code	UL-CM_CH01_D_IC3	Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Charge 6 (490kPa)	Date 20/01/2020
Sol	CH		
Responsable	Jesús Cruz		

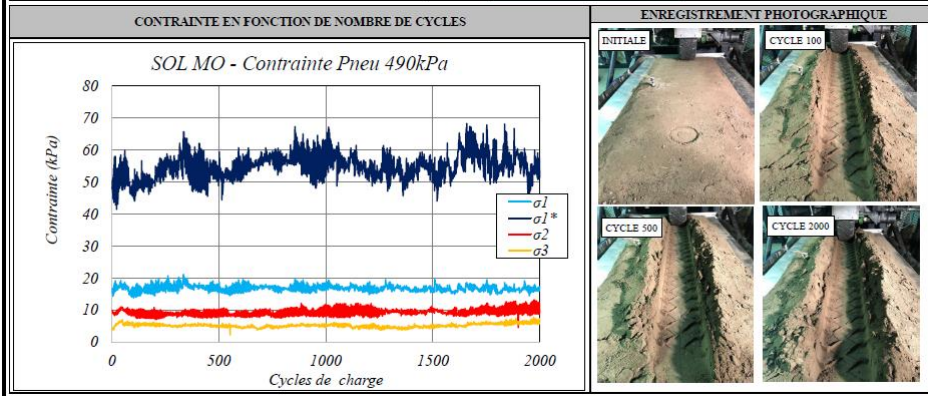
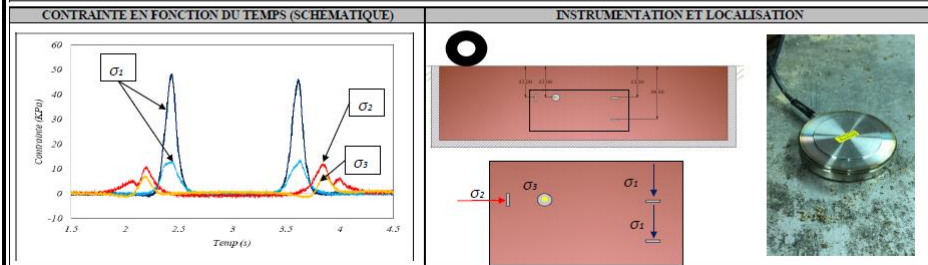



<b>UNIVERSITÉ L'AVAIL</b>		<b>FORMAT: INFO-BASE IC3 RÉSUMÉ</b>	 UL-SM-03
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
Code	UL-CM_CH01_D_IC3	Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%, Charge 10 (555kPa)	Date 20/01/2020
Sol	MO		
Responsable	Jesús Cruz		

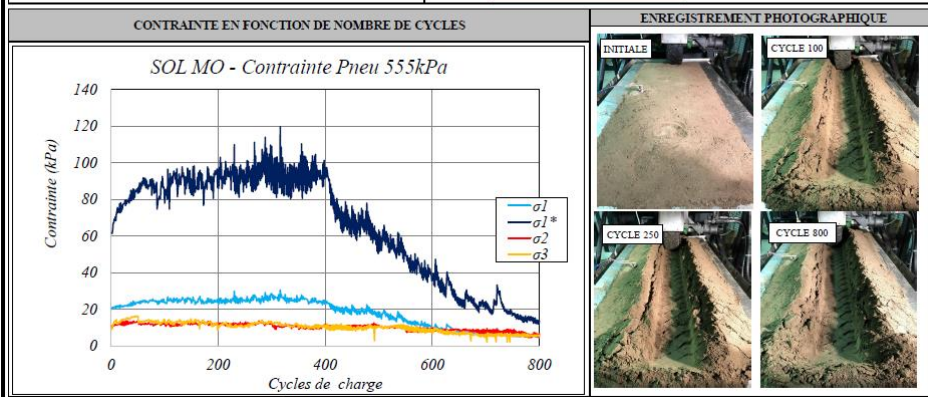
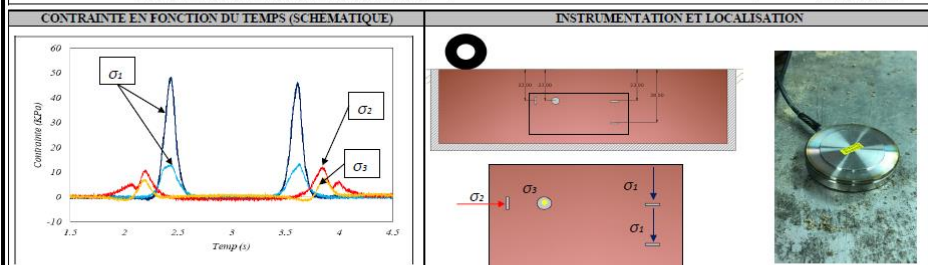




<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>		<b>FORMAT: INFO-BASE IC3 RÉSUMÉ</b>	 <b>UL-SM-03</b>
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
Code	UL-CM_MO01_D_IC3	Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%	Date 09/03/2019
Sol	MO	Charge 6 (490kPa)	
Responsable	Jesús Cruz		




<b>UNIVERSITÉ LAVAL</b>		<b>FORMAT: INFO-BASE IC3 RÉSUMÉ</b>	 <b>UL-SM-03</b>
<b>ESSAI</b>	<b>SIMULATEUR</b>	<b>Description</b>	
Code	UL-CM_MO01_D_IC3	Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%	Date 09/03/2019
Sol	MO	Charge 10 (555kPa)	
Responsable	Jesús Cruz		



## DEFORMATIONS (SIMULATEUR)

ESSAI ..... SIMULATEUR .....  
 Code ..... 00\_UL-CM\_SP .....  
 Sol ..... SP .....  
 Responsable ..... Jérome Cruz et Jean Pascal .....

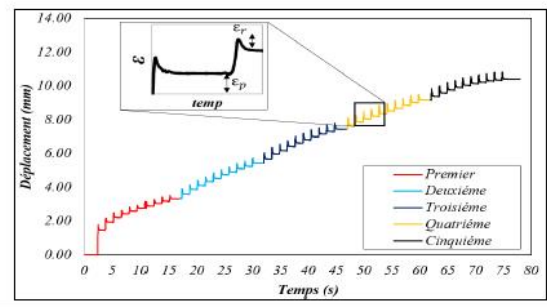
Description  
 Sol SP



UL-SM-09

Date 10-02-2020

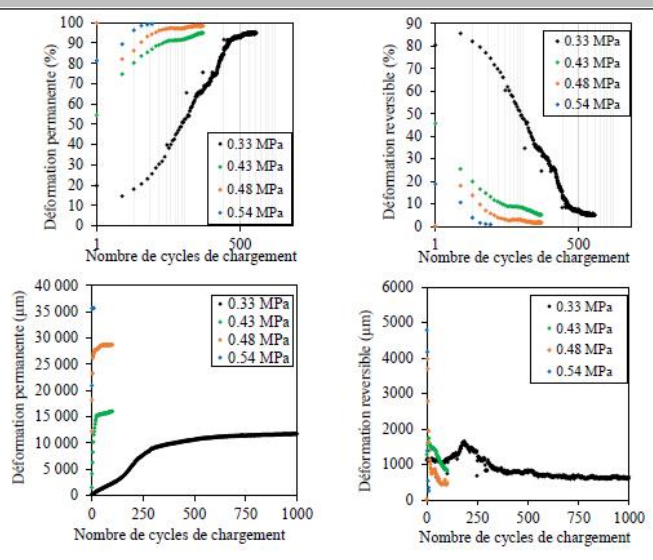
DEPLACEMENT EN FONCTION DU TEMPS (SCHEMATIQUE)



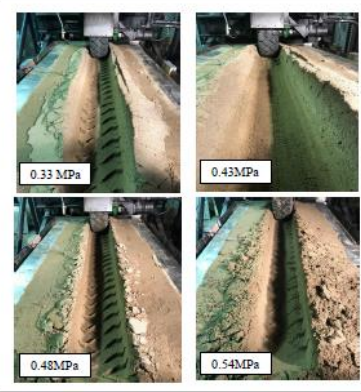
INSTRUMENTATION ET LOCALISATION

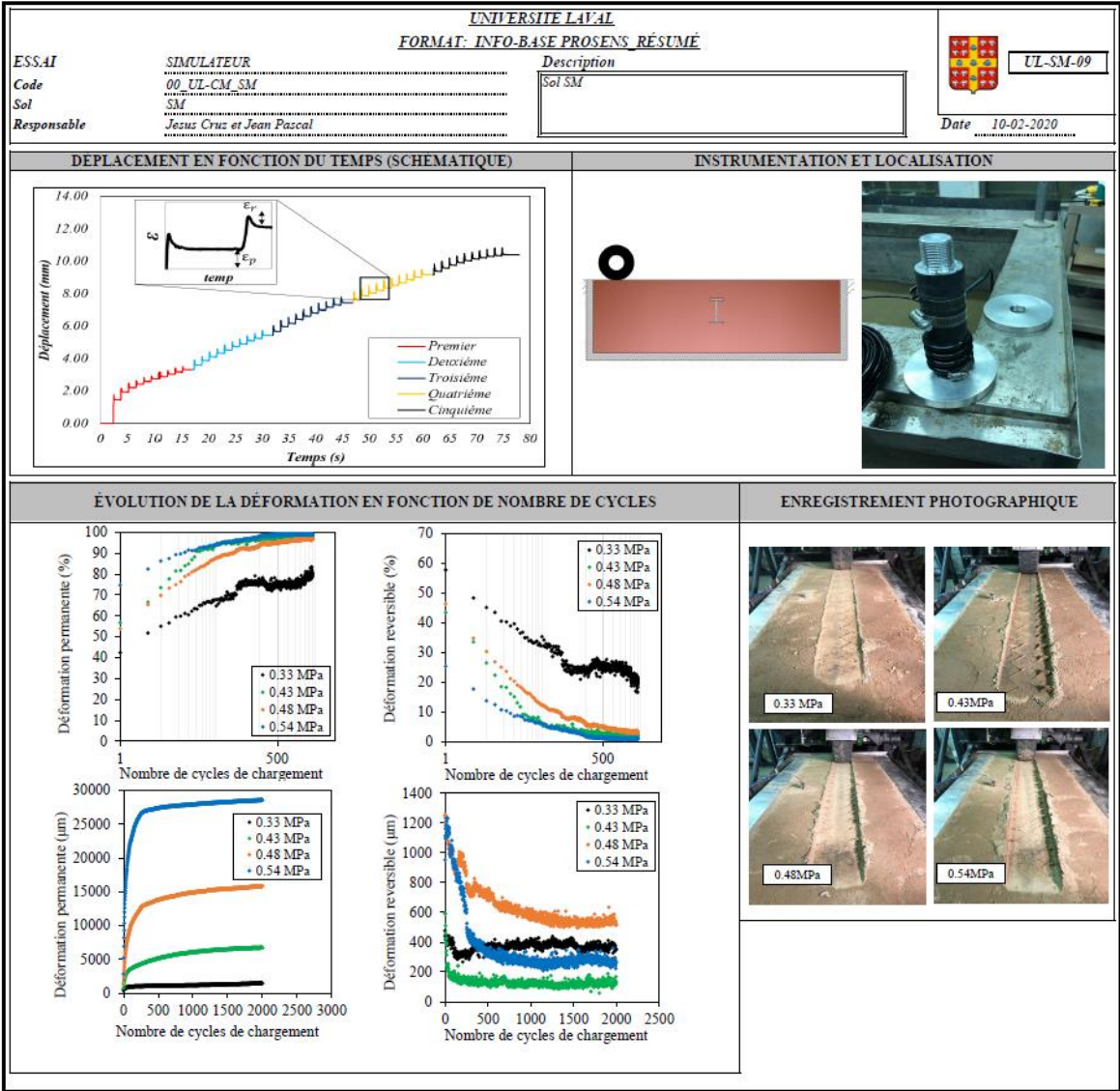


ÉVOLUTION DE LA DÉFORMATION EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE





ESSAI

SIMULATEUR

Description



UL-SM-09

Code

00 71-CM CH

Sol CH

Sol

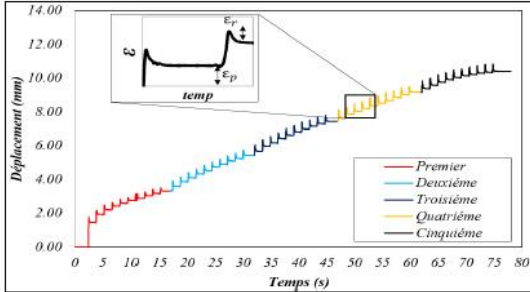
CH

Date 10-02-2020

Responsable

Jesuz Cruz et Jean Pascal

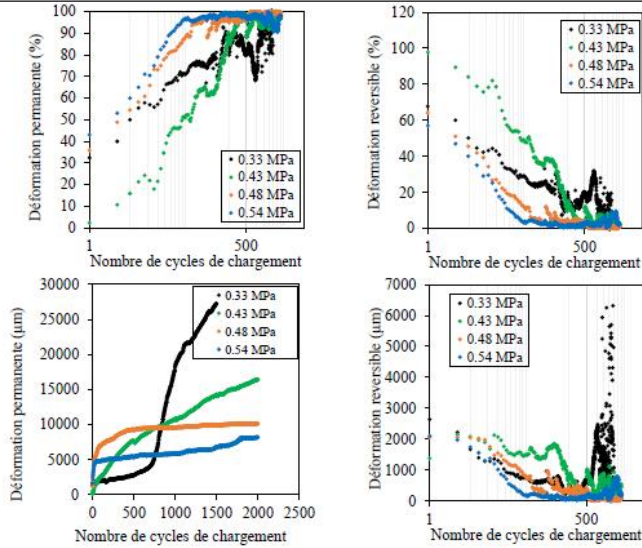
DEPLACEMENT EN FONCTION DU TEMPS (SCHEMATIQUE)



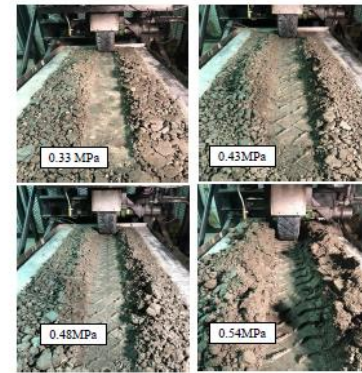
INSTRUMENTATION ET LOCALISATION



ÉVOLUTION DE LA DÉFORMATION EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI

SIMULATEUR

Description

Code

00\_UZ-CM\_MO

Sol MO

Sol

MO



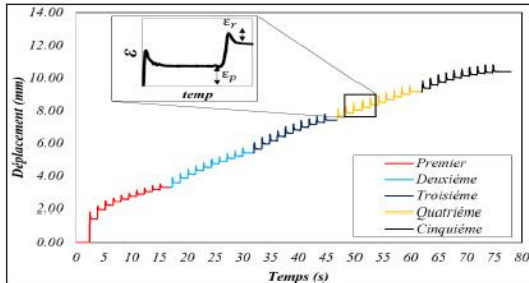
UL-SM-09

Responsable

Jesus Cruz et Jean Pascal

Date 10-02-2020

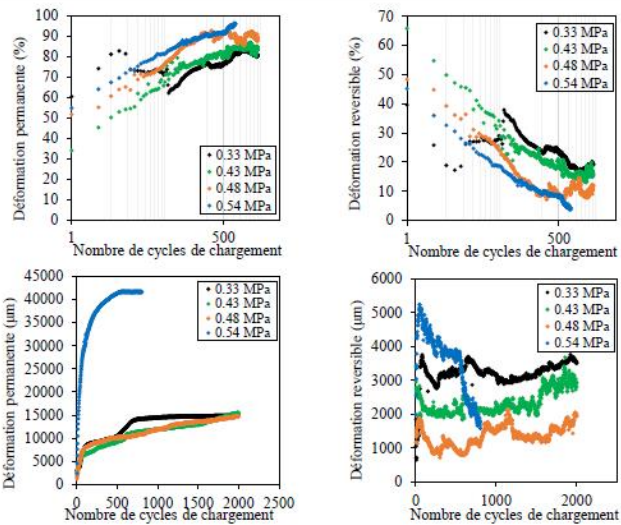
DEPLACEMENT EN FONCTION DU TEMPS (SCHEMATIQUE)



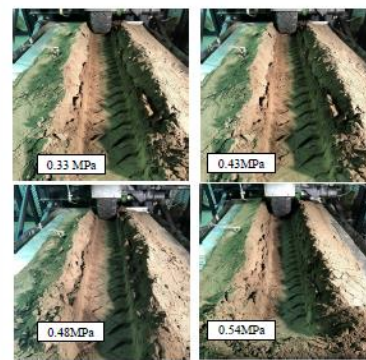
INSTRUMENTATION ET LOCALISATION



ÉVOLUTION DE LA DÉFORMATION EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE





## ORNIERAGE (SIMULATEUR)

ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_SP01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol SP  
 Responsable Jesús Cruz

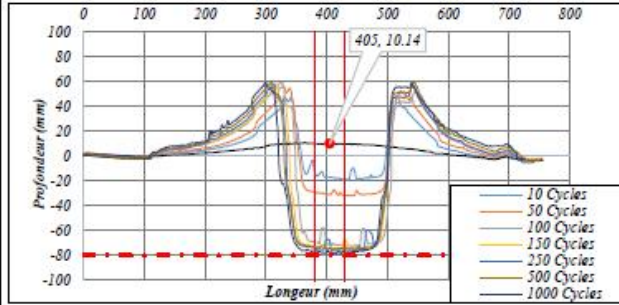
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, Sans Charge (334kPa)



UL-SM-04-1

Date 27/03/2019

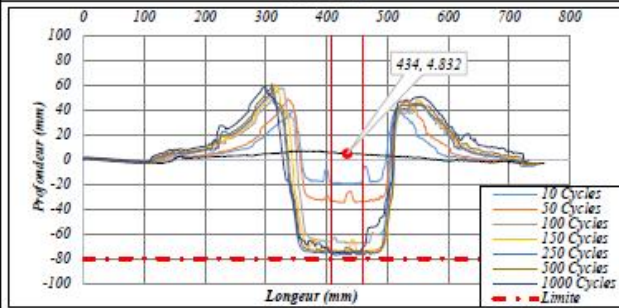
DROIT



INSTRUMENTATION

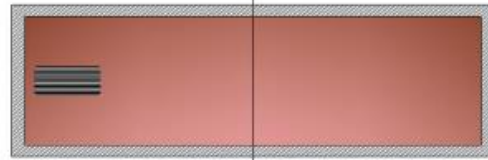


GAUCHE

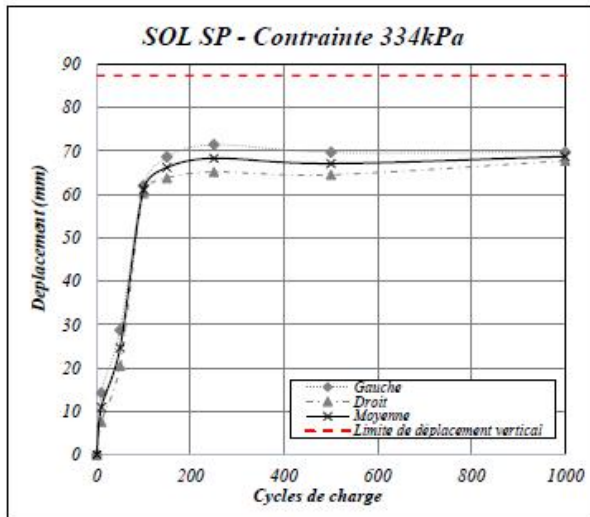


LOCALISATION

GAUCHE | DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_SP01\_D\_OR\_RESUME  
 Sol SP  
 Responsable Jesus Cruz

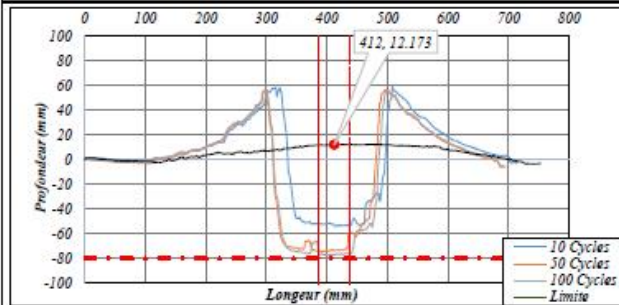
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 5psi de charge (423kPa)



UL-SM-04-1

Date 27/03/2019

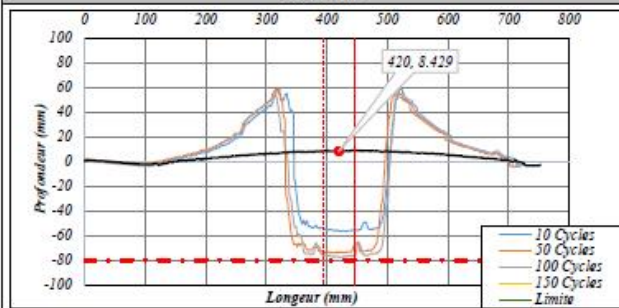
DROIT



INSTRUMENTATION

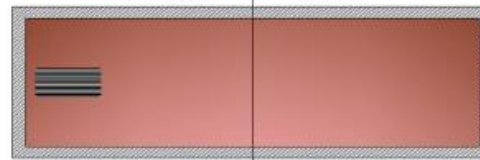


GAUCHE

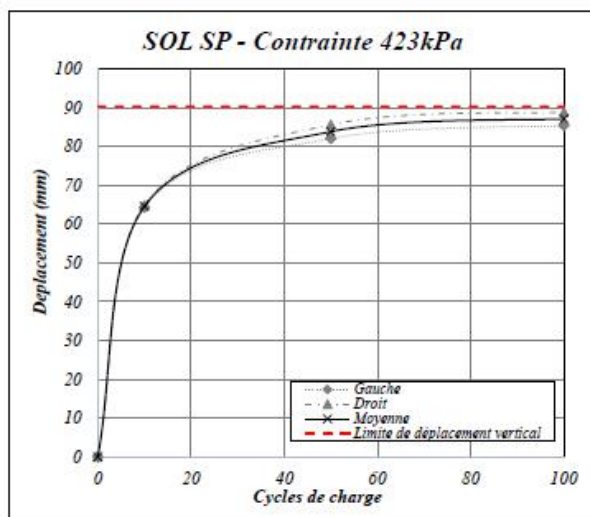


LOCALISATION

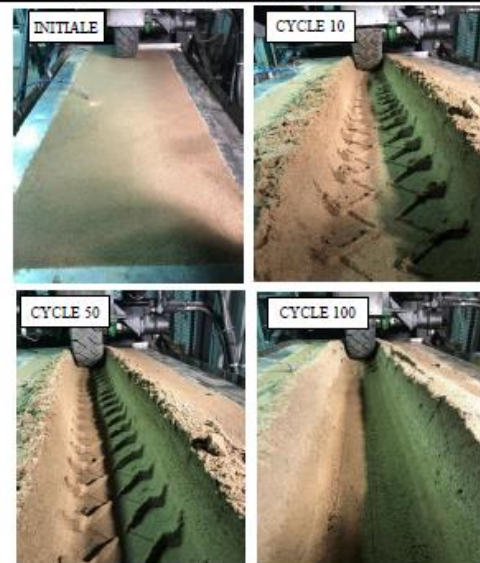
GAUCHE DROIT



EVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



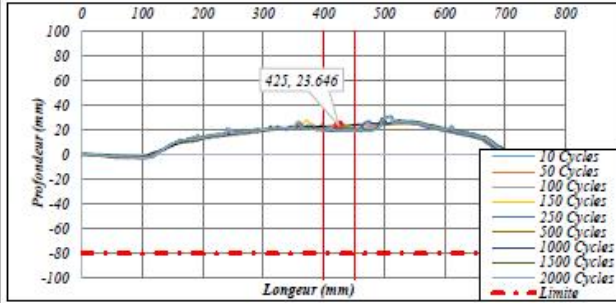


ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00 UL-CM SM01\_D OR RÉSUMÉ  
 Sol SP  
 Responsable Jezus Cruz

Description  
 Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, Sans Charge (334kPa)

Date 25/04/2019

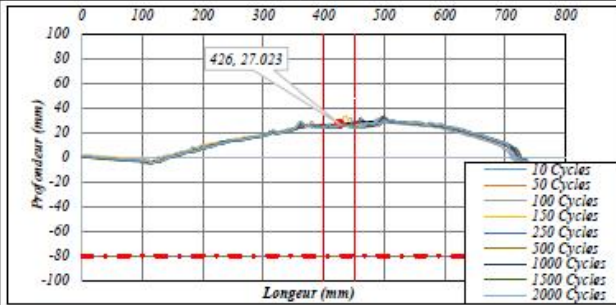
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

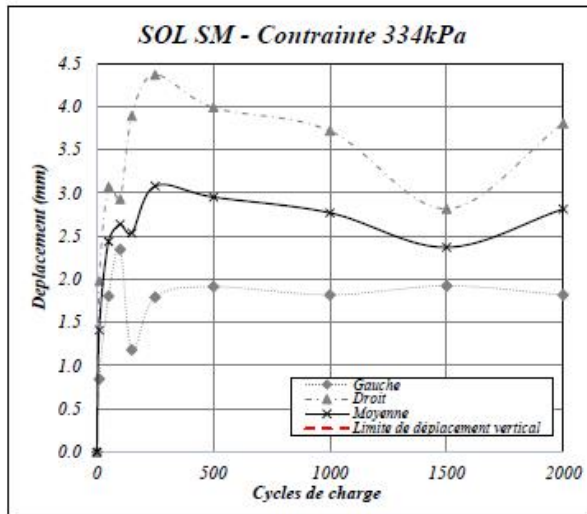


LOCALISATION

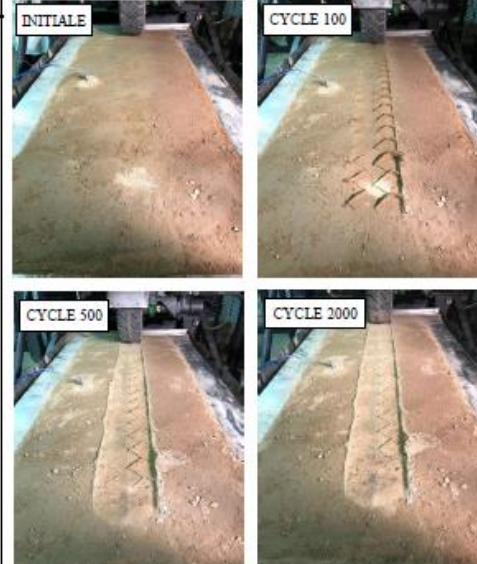
GAUCHE | DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_SM01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol SP  
 Responsable Jesus Cruz

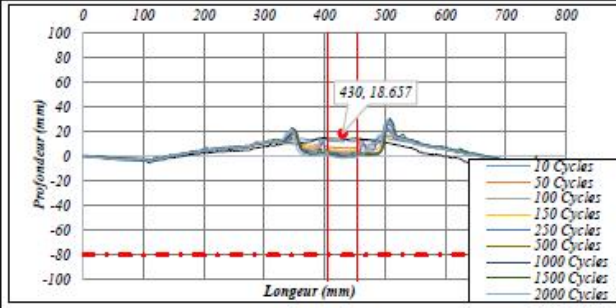
Description  
 Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 3psi de charge (423kPa)



UL-SM-04-1

Date 27/05/2019

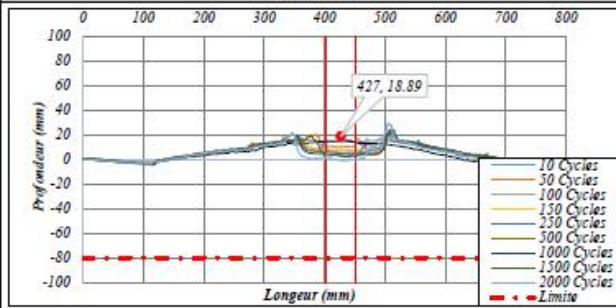
DROIT



INSTRUMENTATION

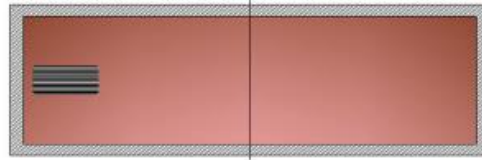


GAUCHE

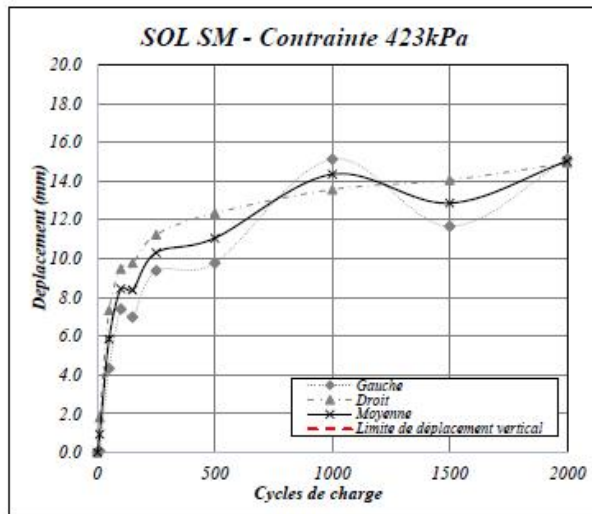


LOCALISATION

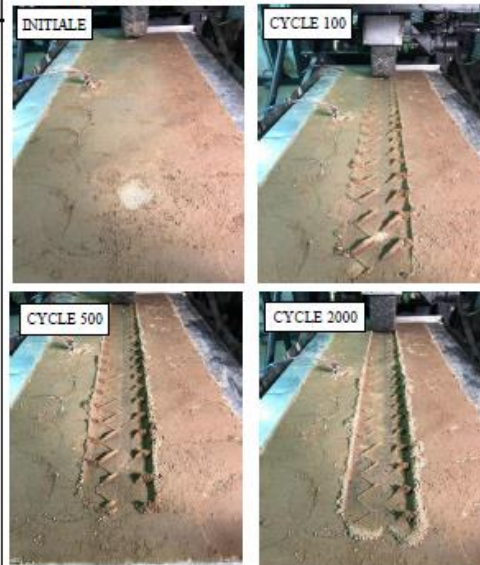
GAUCHE DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_SM01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol SP  
 Responsable Jesus Cruz

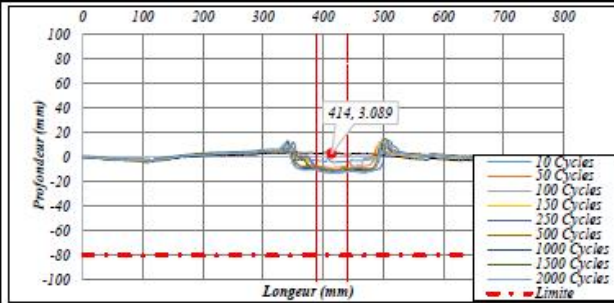
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 6psi de Charge (490kPa)



UL-SM-04-1

Date 29/05/2019

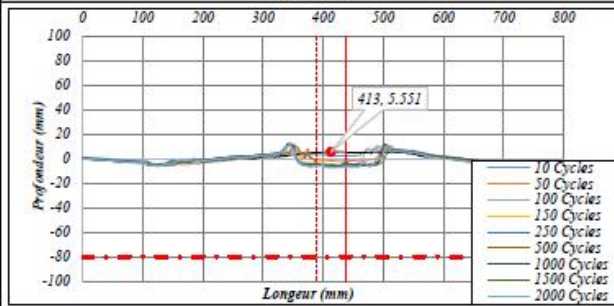
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

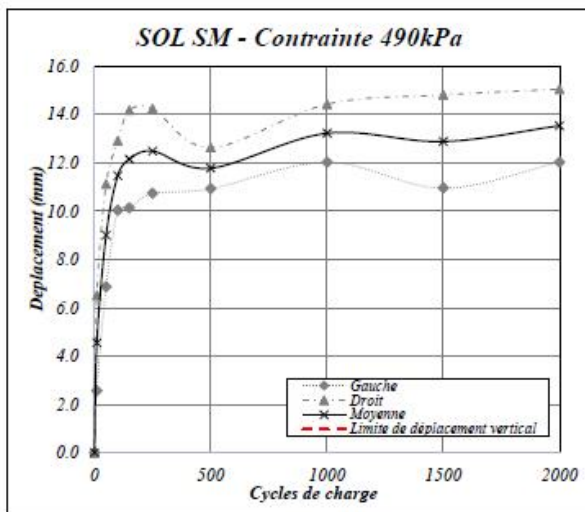


LOCALISATION

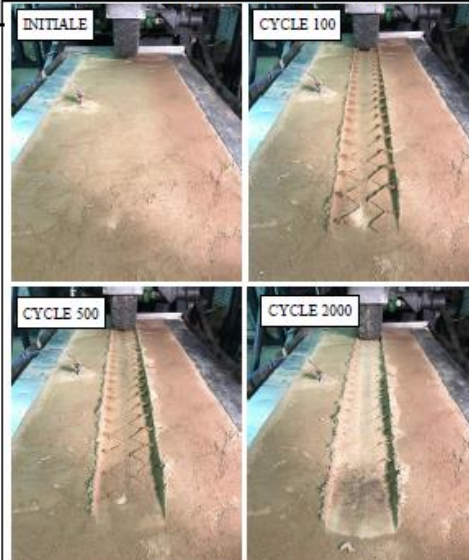
GAUCHE DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



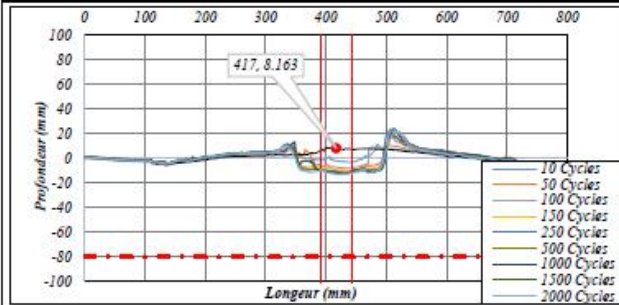


ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_SM01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol SP  
 Responsable Jesus Cruz

Description  
 Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 10psi de Charge (553kPa)

Date 30/05/2019

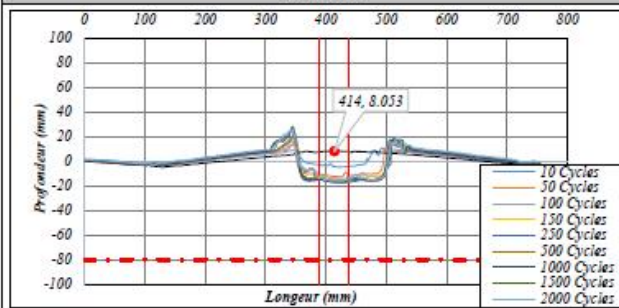
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

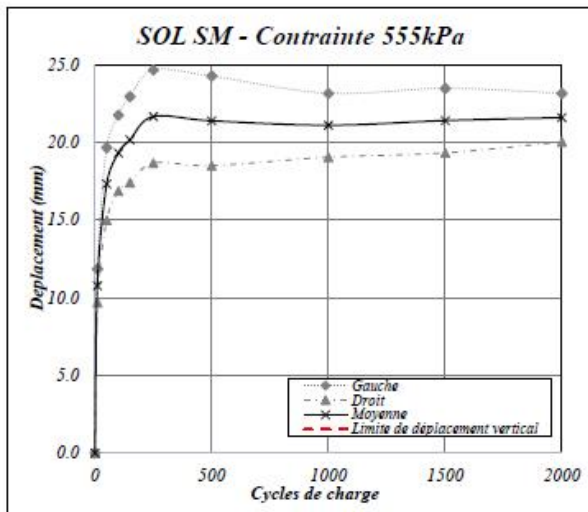


LOCALISATION

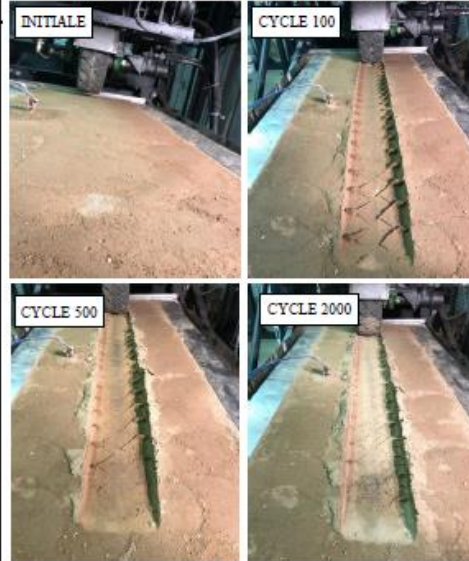
GAUCHE DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_CH01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol CH  
 Responsable Jesus Cruz

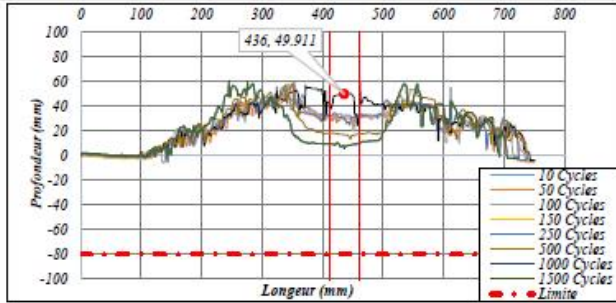
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, Sans Charge (334kPa)



UL-SM-04-1

Date 27-11-2019

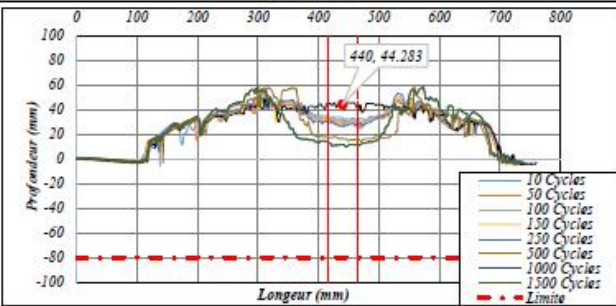
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

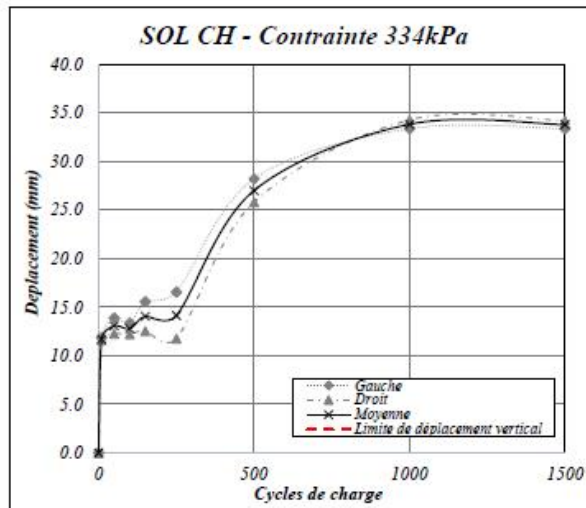


LOCALISATION

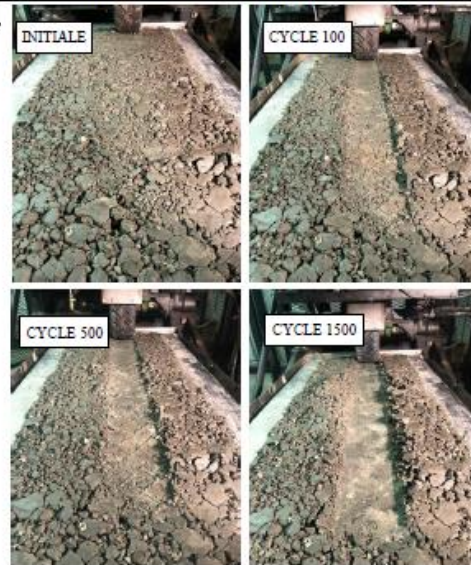
GAUCHE | DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE





ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_CH01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol CH  
 Responsable Jesus Cruz

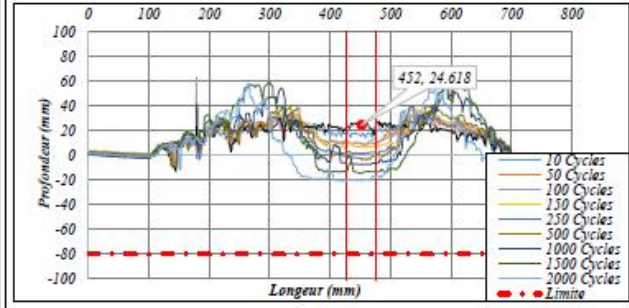
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 3psi de charge (423kPa)



UL-SM-04-1

Date 28/11/2019

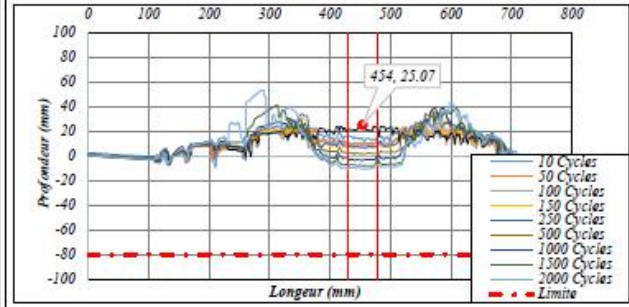
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

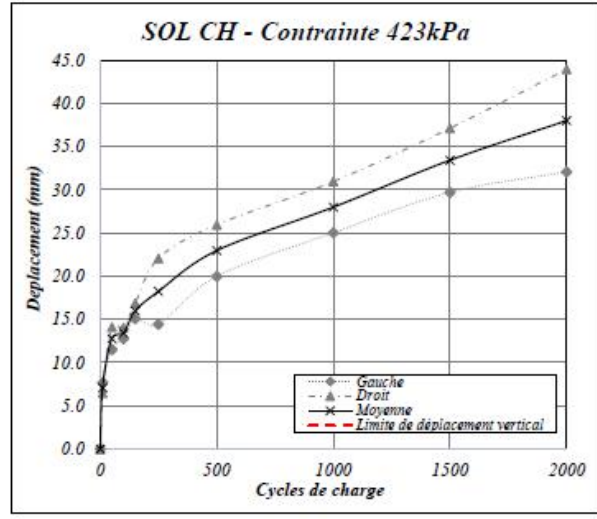


LOCALISATION

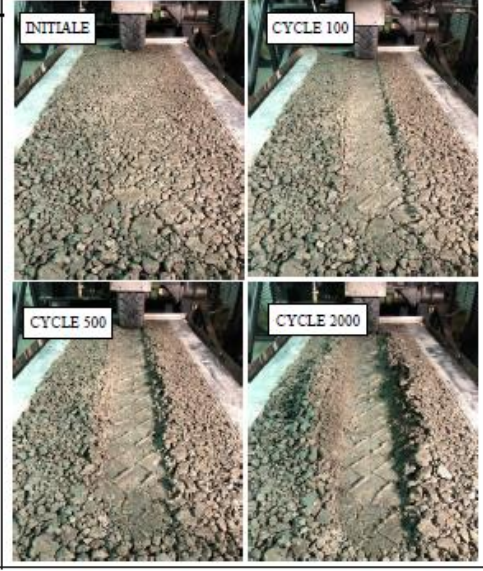
GAUCHE | DROIT



EVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_CH01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol CH  
 Responsable Jesus Cruz

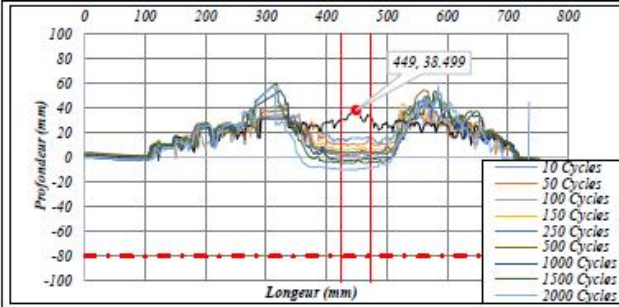
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 6psi de Charge (490kPa)



UL-SM-04-1

Date 28/11/2019

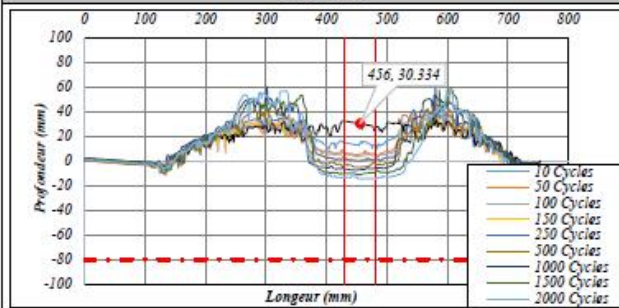
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

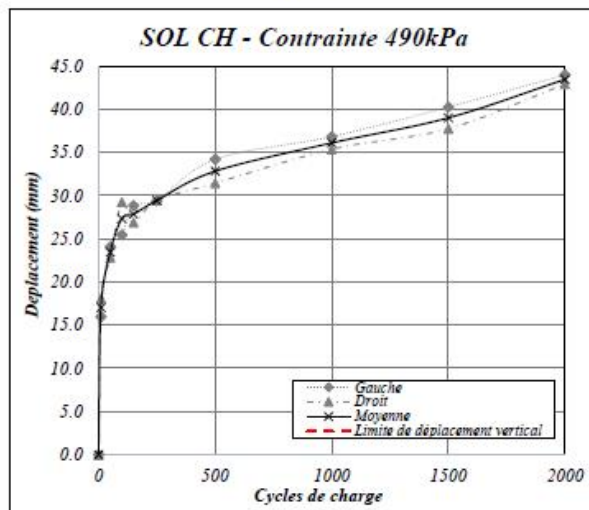


LOCALISATION

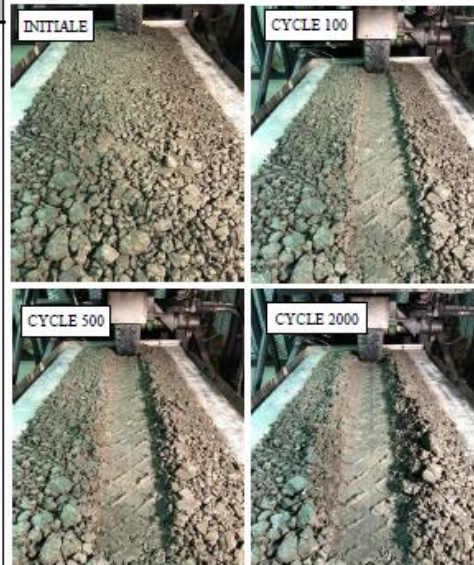
GAUCHE DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_CH01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol CH  
 Responsable Jesus Cruz

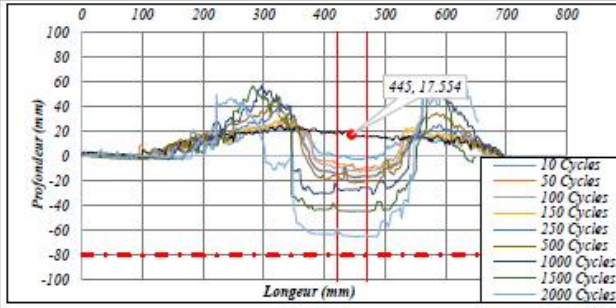
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 10psi de Charge (555kPa)



UL-SM-04-1

Date 28/11/2019

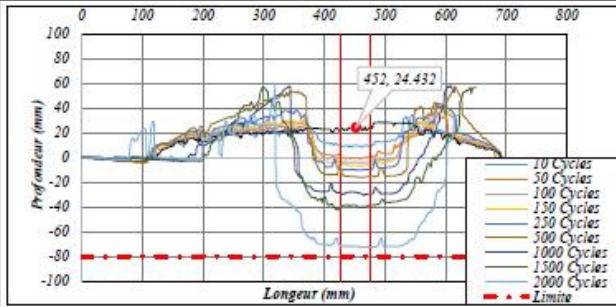
DROIT



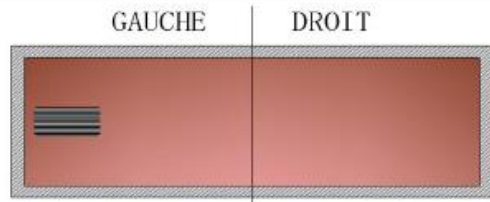
INSTRUMENTATION



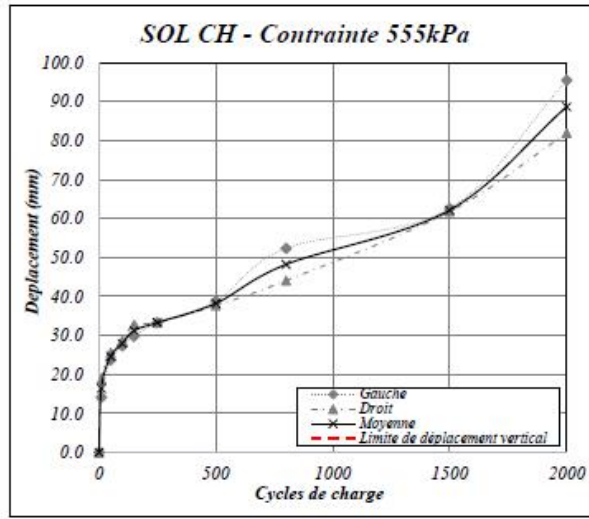
GAUCHE



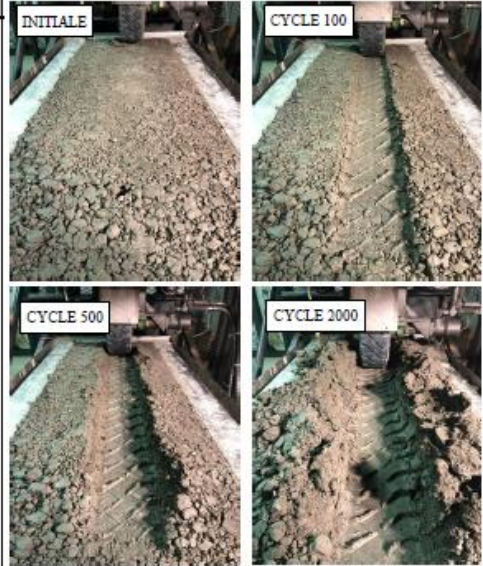
LOCALISATION



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_MO01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol MO  
 Responsable Jesus Cruz

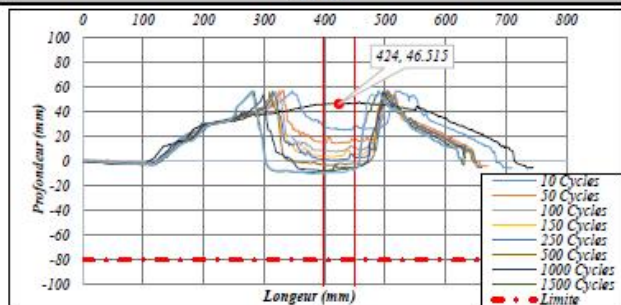
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, Sans Charge (334kPa)



UL-SM-04-1

Date 22/08/2019

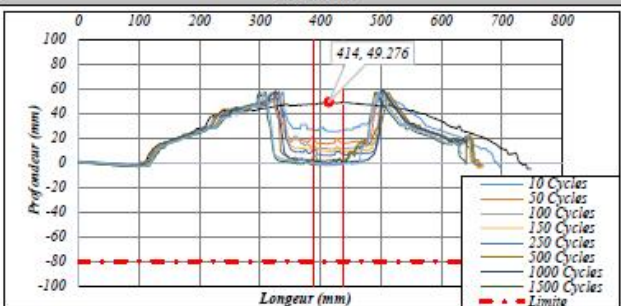
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

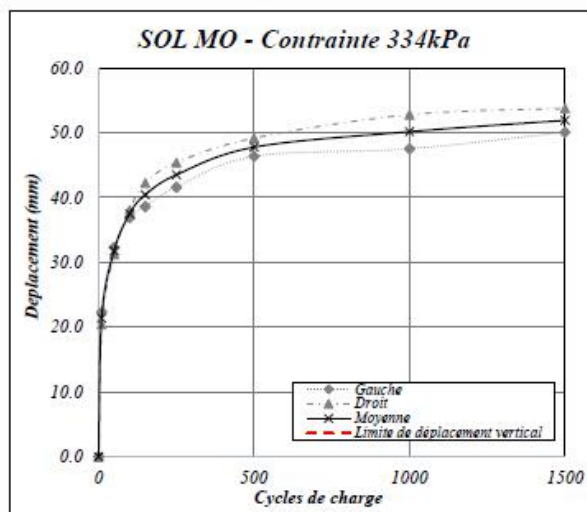


LOCALISATION

GAUCHE DROIT



EVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_MO01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol MO  
 Responsable Jesus Cruz

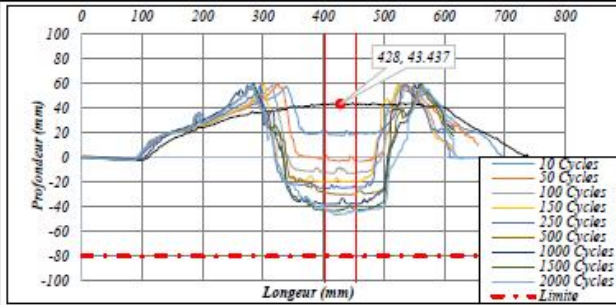
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 3psi de charge (423kPa)



UL-SM-04-1

Date 23/05/2019

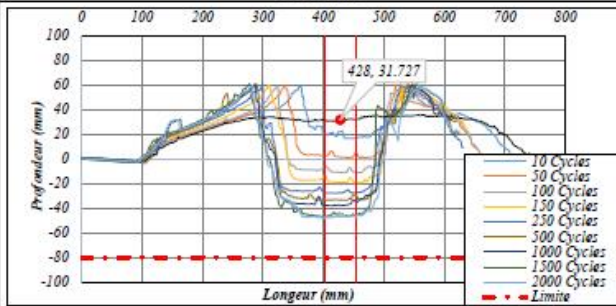
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

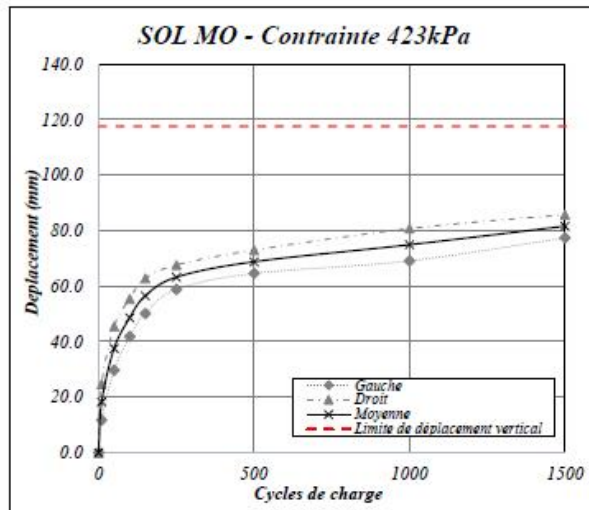


LOCALISATION

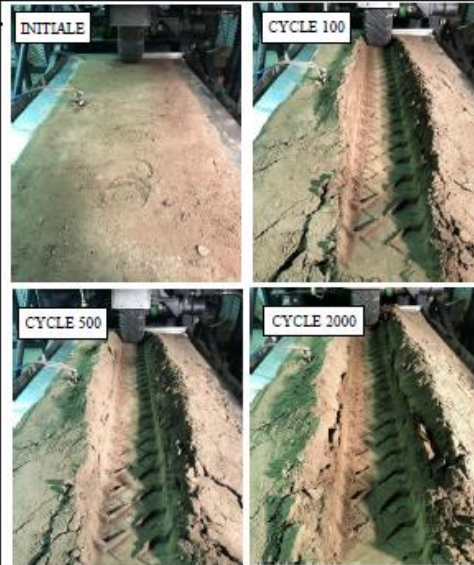
GAUCHE DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_MO01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol MO  
 Responsable Josée CRUZ

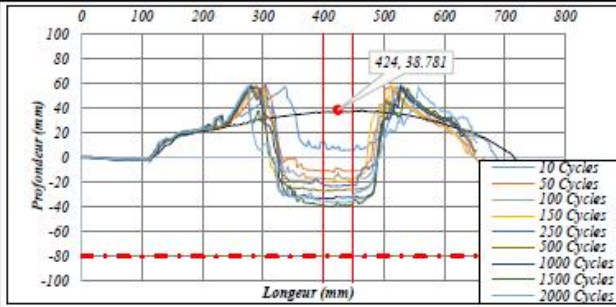
Description  
 Échantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 6psi de Charge (490kPa)



UL-SM-04-1

Date 23/05/2019

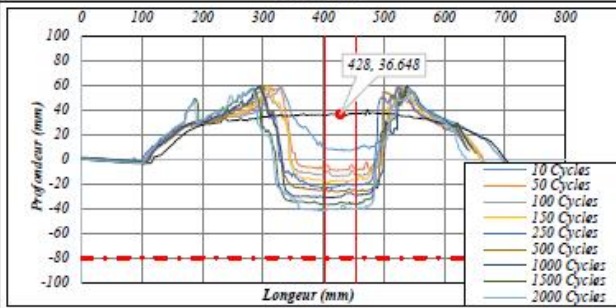
DROIT



INSTRUMENTATION



GAUCHE

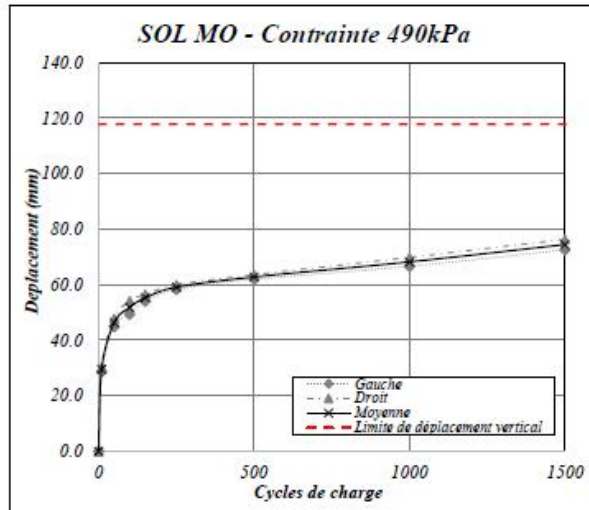


LOCALISATION

GAUCHE DROIT



ÉVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE



ESSAI SIMULATEUR  
 Code 00\_UL-CM\_MO01\_D\_OR\_RÉSUMÉ  
 Sol MO  
 Responsable Jesus Cruz

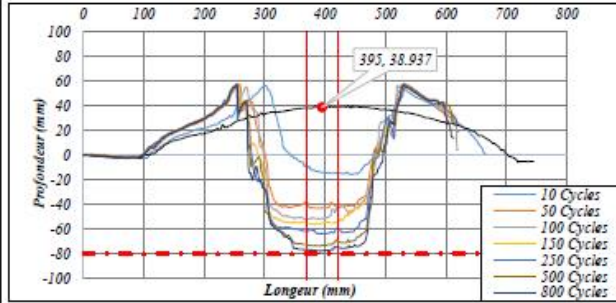
Description  
 Echantillon d'essai avec Pourcentage de compactage au 90%,  
 essai d'endommagement, 10psi de Charge (555kPa)



UL-SM-04-1

Date 25/08/2019

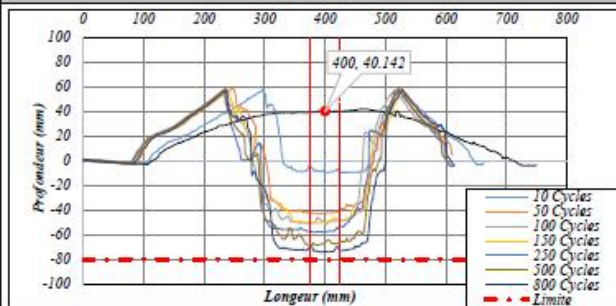
DROIT



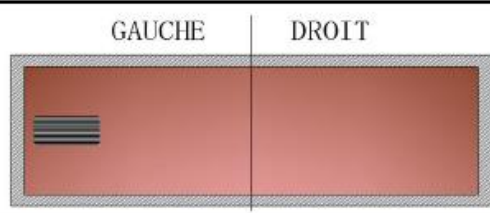
INSTRUMENTATION



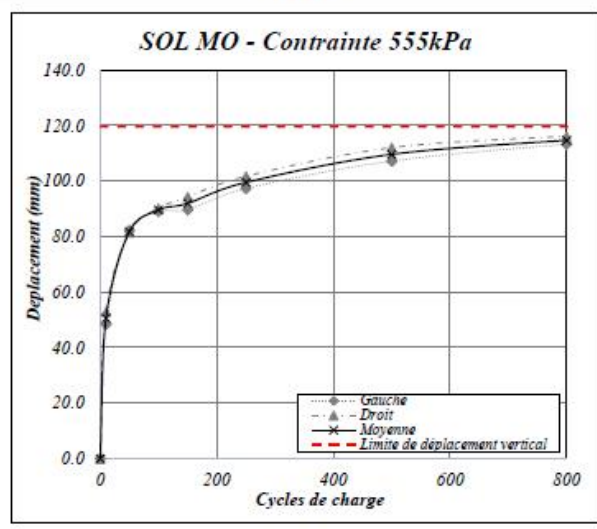
GAUCHE



LOCALISATION



EVOLUTION DE L'ORNIERAGE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES



ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE

