UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE ET DE LA RÉSISTANCE CYCLIQUE DES RÉSIDUS MINIERS

XAVIER ARCHAMBAULT-ALWIN

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

DÉCEMBRE 2017

© Xavier Archambault-Alwin, 2017.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE ET DE LA RÉSISTANCE CYCLIQUE DES RÉSIDUS MINIERS

présenté par : ARCHAMBAULT-ALWIN Xavier

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LI Li, Ph. D., président

M. JAMES Michael, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. AUBERTIN Michel, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. MBONIMPA Mamert, Ph. D., membre

DÉDICACE

À mon père.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, j'aimerais sincèrement remercier mon directeur de recherche, le Docteur Michael James. Grâce à son expertise et son mentorat, j'ai pu progresser rapidement en tant que géotechnicien dès mes premiers pas dans le domaine. Son support constant et les nombreuses heures dédiées à investiguer les pistes de solutions m'ont permis de mener à bien le présent projet de recherche en plus de développer chez moi de nouvelles compétences et champs d'intérêts professionnels. Ses conseils et encouragements m'ont permis de rédiger des articles scientifiques et de participer à une conférence nationale; choses auxquelles je n'aurais jamais songé lorsque j'ai entamé mes études de cycles supérieurs. Je suis extrêmement reconnaissant pour l'ensemble des apprentissages et de l'expérience acquise durant le temps passé sous sa tutelle.

Je voudrais également remercier le Professeur Michel Aubertin en tant que codirecteur de recherche pour son implication dans le projet de recherche et ainsi en améliorer la pertinence. Je remercie également le Professeur Aubertin pour m'avoir initié au domaine de la géotechnique minière.

Je tiens aussi à remercier le Professeur Mourad Karray, de l'Université de Sherbrooke, qui a été d'une aide inestimable durant les 4 mois de la phase d'essais de laboratoire. Sa disponibilité ainsi que ses conseils durant la réalisation des essais et les phases subséquentes ont grandement contribué à la réussite du projet. Par le fait même, je tenais à remercier le Docteur Mohamed Chekired de l'Institut de recherche d'Hydro-Québec pour avoir permis l'utilisation de l'appareil TxSS et ainsi donner une composante unique au projet.

Finalement, je voudrais remercier les étudiants de l'IRME à Polytechnique qui sont impliqués dans le projet de recherche et de développement coopératif dans lequel le présent projet s'inscrit. Notamment, Louis-Philippe Grimard, Gabrielle Boudrias, Karim Essayad et Carlos Contreras avec qui j'ai réalisé les essais de caractérisation et j'ai passé de nombreuses heures à discuter des embûches rencontrées aux différents stades de nos tâches respectives.

Je remercie l'aide financière des partenaires de l'IRME UQAT-Polytechnique ainsi que le programme de subvention du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada. Je tiens à remercier spécialement la mine Canadian Malartic pour l'opportunité de travailler sur un projet de recherche particulièrement intéressant.

RÉSUMÉ

On retrouve des parcs à résidus miniers aux quatre coins du globe. Des digues périphériques servent à retenir les résidus miniers produits de l'extraction des minéraux. Ces digues peuvent atteindre une hauteur supérieure à une centaine de mètres et s'étendre sur plusieurs kilomètres. Les digues sont souvent elles-mêmes constituées de résidus miniers grossiers. Dans l'éventualité de la rupture d'une de ces digues, les conséquences sur les plans humains, environnementaux, économiques et sociaux peuvent être très grandes en raison des quantités de matériaux relâchés dans l'environnement. L'activité sismique est reconnue comme étant l'une des causes majeures de ces ruptures.

Les résidus miniers sont principalement des matériaux granulaires fins issus du concassage et du broyage du minerai. Pour les mines de roches dures, ils sont non-plastiques et initialement à l'état saturé et non-consolidé. Les résidus miniers sont transportés par pipeline et déposés hydrauliquement à partir de la crête des digues de rétention. La consolidation sous leur poids propre peut être longue en raison de leur teneur en eau initiale élevée et de leur faible conductivité hydraulique. La résistance en cisaillement des résidus est initialement faible et ceux-ci sont susceptibles à la liquéfaction statique et dynamique. La liquéfaction est caractérisée par une perte importante et parfois soudaine de la résistance au cisaillement. L'augmentation des charges latérales exercées sur les digues de rétention périphérique suite à la liquéfaction des résidus au centre du parc et la diminution de la résistance au cisaillement des matériaux qui forment la digue peuvent engendrer la rupture des ouvrages de retenue.

Un concept innovateur mis au point à Polytechnique Montréal afin d'améliorer la stabilité globale des parcs à résidus miniers est l'utilisation d'inclusions de roches stériles lors de la déposition des résidus. Cette technique de disposition combinée des rejets miniers présente des avantages au niveau hydrogéochimique et géotechnique. Les inclusions aident au drainage et au renforcement interne des parcs à résidus.

Le mémoire actuel présente une étude qui s'inscrit au sein d'un projet de recherche et de développement coopératif qui vise à évaluer les effets de l'implantation d'inclusions de roches stériles dans les parcs à résidus miniers. Le but spécifique du présent mémoire est de déterminer les propriétés dynamiques et la résistance cyclique des résidus miniers. À partir des courbes de

résistance cyclique, il est possible de faire l'évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique des résidus miniers à l'aide de méthodes analytiques et numériques.

Un programme d'essais menés avec l'appareil triaxial-simple shear (TxSS) a été réalisé au laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Sherbrooke. 29 essais cycliques en condition non-drainée sous déformations d'amplitudes uniformes et quatre essais cycliques sous contraintes en cisaillement uniformes ont été réalisés pour une contrainte de consolidation isotrope allant de 50 à 500 kPa. Une méthode énergétique a été employée afin de lier la génération des pressions interstitielles en excès à l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol lors des essais cycliques. Les essais de laboratoire ont permis d'obtenir les courbes de résistance cyclique des résidus de la mine Canadian Malartic sous déformations et contraintes contrôlées. Le programme d'essais a également permis de vérifier que la contre-pression appliquée afin d'assurer la saturation des éprouvettes en laboratoire n'avait pas d'effet notable sur la mesure de la résistance cyclique des résidus miniers testés avec l'appareil TxSS.

Le protocole d'essais, les résultats et leur analyse sont présentés sous la forme d'un manuscrit soumis à une revue scientifique. En résumé, la résistance cyclique des résidus miniers consolidés isotropiquement, déterminée expérimentalement, s'apparente à la résistance cyclique observée pour des matériaux granulaires naturels à l'état dense. La résistance cyclique dépend de la contrainte de consolidation et de la densité des éprouvettes. La résistance cyclique serait similaire à celle d'un sable fin dense. La diminution de la résistance cyclique avec l'augmentation de la contrainte de consolidation semble similaire à ce qui est observé pour des sables et sables silteux normalement consolidés.

ABSTRACT

Tailings impoundment facilities are located around the globe. The structures store the fine-grained tailings that are produced by the ore extraction. The height of tailings dams can reach over 100 meters and impoundments can span kilometers. The retention dikes are often made of the coarse fraction of the tailings themselves. The large amounts of materials contained in tailings impoundments render the possible consequences of a rupture and tailings flow catastrophic. Seismic activity is one of the causative factors of tailings impoundment failure.

Tailings are produced from the grinding and crushing of the ore. Tailings from hard rock mines are mainly non-plastic silt-sized particles and can contain some fine sand. They are transported as a slurry by pipelines for deposition into the impoundment, where they are left to consolidate under self-weight. The consolidation process can be long because of the elevated initial water content and because of the low hydraulic conductivity of the tailings. Tailings are highly susceptible to static and dynamic liquefaction. During liquefaction, an important and sometimes sudden loss of shear strength occurs. The loss in shear strength in the retained tailings may result in additional loads on the retention dikes. The loss in shear strength can also occur in the tailings forming the retention dikes and eventually lead to failure.

An innovative concept developed at Polytechnique Montreal consists of the installation of waste rock inclusions in tailings impoundments during tailings deposition. Waste rock inclusions provide preferential drainage paths for excess pore water pressures and act as internal reinforcements. This combined waste disposal technique provides hydrogeochemical and geotechnical advantages.

This thesis presents a study as part of a collaborative research and development program that aims at evaluating the effects of waste rock inclusions in tailings impoundments. The main objective of this thesis is to evaluate the dynamic behavior and the cyclic resistance of the tailings from the Canadian Malartic Mine. It is possible to evaluate the potential for dynamic liquefaction with numerical or analytical methods based on the cyclic resistance curves obtained in laboratory.

The laboratory program was performed at the Soil Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke and employed the triaxial-simple shear device (TxSS). 29 undrained cyclic shear tests were conducted under cycles of uniform strain amplitude and four tests were performed under cycles of uniform stress amplitude at isotropic consolidation stresses ranging from 50 to 500 kPa.

An energy-based approach related the generation of excess pore water pressure to the cumulative dissipated energy per unit volume of soil during cycling. The laboratory testing program allowed for the assembly of the cyclic resistance curves of the tailings in terms of uniform shear stress. It was also verified that the backpressure applied to soil specimens to ensure saturation in laboratory did not have an appreciable effect on the measured cyclic resistance of the tailings when tested with the triaxial-simple shear device.

The testing program, the results and the analyses are presented in the form of a script submitted to a scientific journal. In summary, the cyclic resistance of tailings, under the testing conditions, was found to be similar to that of naturally occurring dense silts and sands. The cyclic resistance was observed to be related to the consolidation stress and density of the specimens. The increase in cyclic resistance ratio with the reduction in number of loading cycles seems to be like that of clean sand and greater than that of typical tailings from hard rock mines. The reduction in cyclic resistance ratio with increasing effective stress also seems to be like that of sands and silty sands.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIII

LISTE DES FIGURES XV

LISTE DES SIGLES, ABRÉVIATIONS ET UNITÉS XXIII

LISTE DES ANNEXES XXVIII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Généralités 1

1.2 Contenu du mémoire 3

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 5

2.1 La gestion des rejets miniers 5

2.1.1 Roches stériles 5

2.1.2 Rejets de concentrateur 6

2.1.3 Parcs à résidus miniers 6

2.1.4 Historique de rupture des parcs à résidus miniers 8

2.1.5 Quelques ruptures importantes 11

2.2 Comportement des sols pulvérulents 13

2.2.1 Chargement en condition drainée 13

2.2.2 Chargement en condition non-drainée 14

2.2.3 État critique et paramètre d'état 15

2.3 Liquéfaction 17
2.3.1 Liquéfaction statique 17
2.3.2 Liquéfaction dynamique 20
2.3.3 Mobilité cyclique 23
2.4 Facteurs qui influencent la résistance à la liquéfaction dynamique 26
2.4.1 Indice de densité et présence de particules fines 26
2.4.2 Contrainte de consolidation effective 28
2.4.3 Préparation des éprouvettes 30
2.5 Propriétés des résidus miniers 31
2.5.1 Granulométrie 32
2.5.2 Classification 33
2.5.3 Densité relative des grains 34
2.5.4 Conductivité hydraulique et paramètres de consolidation 34
2.5.5 Résistance au cisaillement et relation contrainte-déformation 35
2.5.6 Module de cisaillement et facteur d'amortissement 38
2.6 Essais de chargement cycliques 40
2.6.1 Appareil de compression triaxiale 40
2.6.2 Appareil de cisaillement simple 42
2.6.3 Appareil triaxial-simple shear 44
2.7 Évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique 48
2.7.1 Évaluation en laboratoire 48
2.7.2 Méthode simplifiée pour les conditions in situ 50
2.7.3 Méthodes numériques 52
2.7.4 Approche énergétique 54

2.8 Études antérieures sur le comportement dynamique et sur la résistance cyclique des résidus miniers....61
2.8.1 Ishihara et al. (1980)....61
2.8.2 Garga et McKay (1984)....62
2.8.3 Wijewickreme et al. (2005a)....63
2.8.4 James (2009) et James et al. (2011)....65
2.8.5 Poncelet (2012) et Contreras (2013)....66
2.8.6 Synthèse des principaux travaux antérieurs....70
CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE LABORATOIRE ET OBJECTIFS PRINCIPAUX DU PROJET DE RECHERCHE....74
3.1 Caractérisation du matériau....74
3.2 Protocole de préparation des éprouvettes de résidus miniers....75
3.3 Déroulement des essais de chargement cycliques....79
3.4 Essais préliminaires et autres informations....81
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: EVALUATION OF THE CYCLIC RESISTANCE OF TAILINGS USING TXSS TESTING AND AN ENERGY-BASED APPROACH....83
4.1 Introduction....85
4.2 Geotechnical characterization of the tailings....87
4.3 The Triaxial-Simple Shear Device....88
4.4 Energy-based approach for the analysis of cyclic testing....89
4.5 Cyclic testing with uniform shear strain amplitudes....91
4.5.1 Specimen preparation and consolidation....91
4.5.2 Cyclic testing....92
4.5.3 Application of the energy-based approach....95
4.6 Calibration of the numerical model....97

4.7 Simulation of TxSS tests under uniform cyclic shear stress loading and experimental verification 99
4.8 Cyclic resistance ratio curves 101
4.9 Comparison with other results 102
4.10 Conclusion 105
4.11 Acknowledgements 106
4.12 References 106
4.13 List of symbols and abbreviations 113
CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE 140
5.1 Essais sous contraintes en cisaillement uniformes 140
5.2 Caractérisation 150
5.3 Résistance cyclique 152
5.4 Méthode simplifiée 155
5.5 Analyses complémentaires 156
5.5.1 Degré de saturation et contre-pression 157
5.5.2 Densité des échantillons 160
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 167
ANNEXES 181

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Propriétés granulométriques des résidus de la mine Canadian Malartic étudiés lors de travaux antérieurs à Polytechnique. 33

Tableau 2.2 : Propriétés typiques des résidus de mines de roches dures. 33

Tableau 2.3 : Conductivité hydraulique saturée et paramètres de consolidation des rejets de concentrateur de la mine Canadian Malartic étudiés lors de travaux antérieurs à Polytechnique. 35

Tableau 2.4 : Calcul du rapport des contraintes cycliques pour des essais de cisaillement cyclique avec l'appareil triaxial, l'appareil de cisaillement simple et l'appareil TxSS. 47

Tableau 2.5: Facteur d'échelle de magnitude (MSF) et nombre de cycles équivalents ($N_{ÉQ}$) en fonction de la magnitude de moment (M_w) d'un tremblement de terre (Adapté de James, 2009).....51

Tableau 2.6 : Comparaison des propriétés des résidus miniers testés lors des programmes d'investigation décrit dans le texte. 71

Tableau 2.7 : Comparaison des courbes de résistance cyclique corrigées pour données de terrain des résidus miniers testés lors de programmes d'investigation antérieurs 72

Table 4.1 : Properties of the tailings. 119

Table 4.2 : Summary of the cyclic shear strain tests with uniform cycles of shear strain (Phase 1). 120

Table 4.3 : Curve fitting parameters of the cyclic strain resistance curves. 121

Table 4.4: Average calculated input parameters for the Sig4 model in FLAC. 121

Table 4.5: Summary of simulated and laboratory cyclic shear strain tests with uniform cycles of shear stress. 121

Table 4.6: Summary of numerical simulation of cyclic testing with uniform shear stress amplitudes. 122

Table 4.7: Properties of the tailings and fine sands tested by others. 123

Table 4.8: Summary of the cyclic resistance curves and properties for the tailings tested with the TxSS device and for tailings and fine sands tested by others. 124

Tableau 5.1: Propriétés des courbes des résistance cyclique des résidus miniers étudiés lors de programmes antérieures et des résidus miniers de la mine Canadian Malartic testés avec le TxSS. 154

Tableau 5.2: Propriétés des résidus testés par Wijewickreme et al. (2005a) et des résidus de la mine Canadian Malartic testés ici. 155

Tableau 5.3: Facteur d'échelle de magnitude obtenu des essais de TxSS pour les résidus de la mine Canadian Malartic, pour les résidus d'une autre mine au Québec et pour le sable propre...156

Tableau 5.4: Influence du changement de volume minimum et maximum mesurés lors de la phase de dissipation des pressions interstitielles 165

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Méthode de rehaussement a) Amont b) Aval c) Axe central (Tirée d'Aubertin et al. 2002a). 7

Figure 2.2: Schéma conceptuel représentatif de la ségrégation granulométrique des résidus miniers lorsque déposés hydrauliquement en crête des digues périphériques. 8

Figure 2.3: Mode de défaillance en fonction de la période d'activité (Adaptée d'ICOLD, 2001) ... 9

Figure 2.4: Mode de rupture en fonction de la méthode de construction (Adaptée d'ICOLD, 2001). 10

Figure 2.5: Nombre de défaillances en fonction de la hauteur de la digue (Tirée d'Azam et Li, 2010). 10

Figure 2.6: a) Relation contraintes-déformations en condition drainée pour des sols contractants et dilatants soumis à un essai CTD et b) Variation de l'indice de vide lors du même chargement déviatorique (Adaptée de Kramer, 1996). 14

Figure 2.7: a) Relation contraintes-déformations en condition non-drainée (Adaptée de Vaid et Sivathayalan, 2000), b) Pressions interstitielles en excès en fonction de la déformation axiale (Adaptée de Kramer, 1996). 15

Figure 2.8: Cheminement vers l'état critique pour des sols granulaires initialement denses ou lâches (Adaptée de Kramer,1996). 16

Figure 2.9: Relation contraintes-déformations lors d'essais de compression triaxiale en condition non-drainée sur un sable silteux (Adaptée de Yamamuro et Covert, 2001). 18

Figure 2.10: Cheminement des contraintes effectives pour les essais triaxiaux présentés à la figure 2.9 (Adaptée de Yamamuro et Covert, 2001). 19

Figure 2.11: Schéma du mode de rupture du désastre de Merriespruit de 1994 par perte de confinement (Tirée de Fourie et al. 2001). 20

Figure 2.12: Liquéfaction dynamique en extension lors d'un essai de compression triaxiale cyclique non-drainé a) Relation contraintes-déformations, b) Cheminement des contraintes effectives (Adaptée de Vaid et Sivathayalan, 2001). 22

Figure 2.13: Cheminements des contraintes effectives pour un essai de chargement cyclique et un essai de chargement monotone (Adaptée de Yamamuro et Covert, 2001). 23

Figure 2.14: Cheminement vers l'état critique et mobilité cyclique (Adaptée de Kramer,1996)...24

Figure 2.15: Essai de chargement cyclique avec l'appareil de cisaillement simple où il y a apparition de mobilité cyclique a) Déformation en cisaillement en fonction du nombre de cycles, b) Rapport des pressions interstitielles en excès en fonction du nombre de cycles, c) Relation contraintes-déformations (Courbes hystérésis), d) Cheminement des contraintes effectives (Tirée de Wijewickreme et al. 2005) 25

Figure 2.16: Résistance cyclique en fonction de la teneur en particules fines pour des essais à indice de vide global constant (Adaptée de Polito et Martin, 2001).....27

Figure 2.17: Influence de la teneur en particules fines (<75 μm) sur la résistance cyclique de résidus sableux d'une mine de cuivre (Tirée de Verdugo, 2005).....28

Figure 2.18: Influence de la contrainte de consolidation effective sur le comportement d'un sable propre soumis à un cisaillement cyclique en condition non-drainée (Adaptée de Vaid et Sivathayalan, 1996).....29

Figure 2.19: Influence de la méthode de déposition sur la réponse en cisaillement simple d'un sable minier à contrainte effective et indices de vide constants (Tirée de Vaid et Sivathalayan, 2000). 31

Figure 2.20: Courbes granulométriques des résidus de la mine Canadian Malartic étudiés lors de travaux antérieurs à Polytechnique. 32

Figure 2.21: Résultats d'essais de compression triaxiale en condition non-drainée sur les résidus de la mine Canadian Malartic a) Relation contrainte-déformation, b) Pression interstitielle en excès (Tirée de Poncelet, 2012) 36

Figure 2.22: Cheminement des contraintes effectives lors des essais de compression triaxiale en condition non-drainée menés sur les résidus de la mine Canadian Malartic (Adaptée de Poncelet, 2012).....37

Figure 2.23: Détermination du module de cisaillement et du facteur d'amortissement lors d'un essai de cisaillement simple cyclique (Adaptée de Rollins et al. 1998) 38

Figure 2.24: Module de cisaillement pour des résidus d'une mine polymétalliques (Adaptée de James, 2009).....39

Figure 2.25: a) Schéma des efforts lors d'un essai de compression en cellule triaxiale sur une éprouvette cyclique (Adaptée de Bhatia et al. 1985), b) Exemple d'éprouvette de résidus miniers préparée pour un essai de compression triaxiale (Adaptée de Contreras, 2013).....41

Figure 2.26: Schéma bidimensionnel des contraintes induites par la propagation verticale des ondes de cisaillement lors d'un séisme a) Conditions initiales, b) Cisaillement (Direction 1) (Adaptée de Kramer, 1996).....42

Figure 2.27: a) Efforts en cisaillement dans le tiers central avec l'appareil de type Roscoe (Adaptée de Budhu, 1984), b) Photo de l'appareil de type NGI (Adaptée de Hazirbaba, 2005). 43

Figure 2.28: Modèle de l'appareil TxSS et de ses composantes primaires (Tirée de Chekired et al. 2015).....45

Figure 2.29: Présentation d'un essai de cisaillement statique avec le TxSS a) Configuré en mode triaxial, b) Configuré en mode de cisaillement simple (Adaptée de Chekired et al. 2015) ...46

Figure 2.30: Aperçu de la cellule triaxiale adaptée pour l'appareil TxSS 46

Figure 2.31: Comparaison entre les résultats d'un essai de chargement cycliques en déformation contrôlées a) Déformations en cisaillement, b) Contrainte en cisaillement et pressions interstitielles en excès et d'un essai en contraintes contrôlées c) Déformations en cisaillement, d) Contrainte en cisaillement et pressions interstitielles en excès (Adaptée de Movahed et al. 2011).....49

Figure 2.32: Évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique pour les résidus étudiés par James (2009) a) Rapport des contraintes cycliques (CSR) déterminés numériquement, b) Rapport des résistances cycliques (CRR) issues des essais DSS, c) Facteur de sécurité face à la liquéfaction dynamique (FS_{LIQ}) selon la méthode simplifiée et la méthode numérique (Données tirées de James et Aubertin, 2016). 54

Figure 2.33: Courbe contrainte-déformation montrant l'énergie dissipée à l'intérieur d'une boucle d'hystérésis lors d'un essai cyclique en compression triaxiale (Adaptée de Green et al. 2000). 55

Figure 2.34: Relation entre l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol et le rapport des pression interstitielles en excès (r_u) en fonction de l'indice de densité (I_D) pour un sable consolidé à 100 kPa (Adaptée de Olgun et Kamalzare, 2017). 57

Figure 2.35: Paramètre de calibration pour les sables de Baie-Saint-Paul et d'Ottawa C-109 soumis à des essais de cisaillement cycliques dans le TxSS (Adaptée de Karray et al. 2015). 59

Figure 2.36: Relation entre l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol à liquéfaction et la contrainte de confinement effective (σ'_c) pour des indices de densité (I_D) de 23% à 70% (Adaptée de Jafarian et al. 2012). 60

Figure 2.37: Rapport des pressions interstitielles en excès en fonction de l'énergie cumulative dissipée lors d'essais de cisaillement cycliques avec le TxSS pour le sable d'Ottawa C-109 (Tirée de Karray et al. 2015). 61

Figure 2.38: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins à une contrainte de confinement effective de 100 kPa testés par Ishihara et al. (1980) lors d'essais de compression triaxiale. 62

Figure 2.39: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins à une contrainte de confinement effective de 100 kPa testés par Garga et McKay (1984) lors d'essais de compression triaxiale. 63

Figure 2.40: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins testés par Wijewickreme et al. (2005a) avec l'appareil de cisaillement simple. 64

Figure 2.41: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins testés par James et al. (2009) avec l'appareil de cisaillement simple (Tirée de James et al. 2011) 66

Figure 2.42: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) suite à des essais de compression de compression triaxiale cycliques sur des résidus de la mine Canadian Malartic (Tirée d Poncelet, 2012). 67

Figure 2.43: Résultat d'un essai de compression triaxiale cyclique sur des résidus miniers de Canadian Malartic à une contrainte de confinement isotrope de 100 kPa réalisé par Poncelet (2012) a) Contrainte déviatorique cyclique, b) Déformation axiale, c) Pression interstitielle en excès. 68

Figure 2.44: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) suite à des essais de compression de compression triaxiale cycliques sur des résidus de la mine Canadian Malartic sous consolidation isotrope (Tirée de Contreras, 2013). 69

Figure 2.45: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) suite à des essais de compression de compression triaxiale cycliques sur des résidus de la mine Canadian Malartic sous consolidation anisotrope (Tirée de Contreras, 2013). 70

Figure 2.46: Courbes de résistance cyclique corrigées pour les conditions terrain en fonction de l'appareillage d'essai et d'une contrainte verticale effective de 100 kPa pour les programmes de laboratoire présentés précédemment. 73

Figure 3.1: a) Cellule de désaération employée lors du protocole de déposition hydraulique de Poncelet (2012), b) Schéma de la procédure de désaération des résidus miniers (Tirée de Poncelet, 2012).....76

Figure 3.2 : a) Cellule de désaération selon le protocole de Poncelet (2012) à Polytechnique Montréal, b) Cellule maison assemblée à l'Université de Sherbrooke. 77

Figure 3.3 : a) Moule de déposition conventionnel utilisé pour préparer des éprouvettes par tamponnage humide lors d'essais de TxSS à l'Université de Sherbrooke, b) Modèle 3D du moule de déposition adapté pour le protocole de déposition hydraulique lors des essais cycliques avec le TxSS.....78

Figure 3.4: Illustration du déroulement des essais de chargement cyclique avec le TxSS. 81

Figure 4.1: Grain-size distribution of the tailings. 125

Figure 4.2: Representation of the TxSS device (from Chekired et al. 2015). 126

Figure 4.3: a) Mixing of the slurry and preparation for hydraulic deposition; b) Hydraulic deposition of the tailings into the mold (from Poncelet 2012).....127

Figure 4.4: Results of Test S-30 (σ'_c=294.6 kPa and γ_{cyc}=1.39%): a) Cyclic strain v. Number of cycles; b) CSR v. Number of cycles; c) Excess pore water pressure ratio v. Number of cycles; and d) CSR v. Cyclic strain. 128

Figure 4.5: Cyclic shear strain resistance of the tailings compared to silty sand tested by Haredasht et al. (2017). 129

Figure 4.6: Excess pore pressure ratio versus cumulative dissipated energy for specimens S-17, S-18 et S-28. 130

Figure 4.7: Energy-based excess pore water pressure ratio functions from the cyclic tests of uniform shear strain amplitude and the best-fit curve for the functions. 131

Figure 4.8: Calibration parameter, a, based on the experimental TxSS cyclic tests conducted with uniform cycles of shear strain amplitude. 132

Figure 4.9: Shear modulus reduction functions for the tailings based on the calculated input parameters for the Sig4 model in FLAC with function of Seed et al. (1986) for sand at confining stresses of 25, 50, 100 and 200 kPa. 133

Figure 4.10: Comparison of the experimental and numerical results of Test S-30 (σ'_c=294.6 kPa and γ_{cyc}=1.39%): a) Cyclic strain s v. Number of cycles; b) CSR v. Number of cycles; c) Excess pore water pressure ratio v. Number of cycles; d) CSR v. Cyclic strain. 134

Figure 4.11: Hysteresis loops from numerical simulation of the first phase of cyclic testing for: a) S-36 (σ'_c=50 kPa; b) S-26 (σ'_c=100 kPa); c) S-27 (σ'_c=300 kPa); and d) S-40 (σ'_c=500 kPa). 135

Figure 4.12: Comparison of the numerical (pale), experimental (dark) and verification (x) results for Test S-44: a) CSR versus N; b) γcyc versus N; and c) r_u versus N. 136

Figure 4.13: Cyclic resistance curves obtained from numerical simulations with the calibrated model. 137

Figure 4.14: Corrected simulated cyclic resistance curves for tailings from this study, tailings from the Abitibi region of Quebec and fine sands tested by other. 138

Figure 4.15: Overburden correction factor derived from the simulated CRR-NLIQ curves of the tailings tested with the TxSS device. 139

Figure 5.1: Essai de vérification du modèle numérique S-42 à une contrainte effective de 500 kPa a) Rapport des contraintes cycliques (CSR), b) Déformations cycliques (γ_{cyc}), c) Rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) en fonction du nombre de cycles de chargement. 141

Figure 5.2: Cheminement des contraintes effectives lors de l'essai de vérification S-42 mené à une contrainte effective de 500 kPa un rapport des contraintes cycliques de 0,104. 142

Figure 5.3: Essai de vérification du modèle numérique S-45 à une contrainte effective de 50 kPa a) Rapport des contraintes cycliques (CSR), b) Déformations cycliques (γ_{cyc}), c) Rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) en fonction du nombre de cycles de chargement. 143

Figure 5.4: Cheminement des contraintes effectives lors de l'essai de vérification S-45 mené à une contrainte effective de 50 kPa un rapport des contraintes cycliques de 0,247. 144

Figure 5.5: Essai de vérification du modèle numérique S-43 à une contrainte effective de 300 kPa a) Rapport des contraintes cycliques (CSR), b) Déformations cycliques (γ_{cyc}), c) Rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) en fonction du nombre de cycles de chargement 145

Figure 5.6: Cheminement des contraintes effectives lors de l'essai de vérification S-43 mené à une contrainte effective de 300 kPa un rapport des contraintes cycliques de 0,113. 146

Figure 5.7: Énergie cumulative dissipée par unité de sol lors des essais cycliques en déformations contrôlées et lors des essais de vérification. 147

Figure 5.8: Comparaison entre l'énergie dissipée par unité de volume de sol et la pression interstitielle en excès pour les 29 essais de la phase 1 (Déformations contrôlées) et les 4 essais de la phase 2 (Contraintes contrôlées). 148

Figure 5.9: Comparaison des pression interstitielles en excès en fonction du nombre de cycles de chargement sous déformations cycliques uniformes pour le sable Monterey #0/30 à un indice de densité de 93% et pour les éprouvettes de résidus miniers de la mine Canadian Malartic testées ici à une contrainte effective de 100 kPa (Adaptée de Hazirbaba, 2005). 149

Figure 5.10: Courbes granulométriques des résidus de la mine Canadian Malartic déterminées lors des différents travaux menés à Polytechnique. 151

Figure 5.11: Comparaison des courbes de compaction issues des essais de type Proctor modifié. 152

Figure 5.12: Comparaison des courbes de résistance cyclique à 100 kPa corrigées pour équivalence de terrain pour les résidus actuels et les anciens résidus. 153

Figure 5.13: Facteur d'échelle de magnitude pour les résidus de la mine Canadian Malartic selon les résultats d'essais cycliques avec le TxSS et pour le sable propre selon Idriss et Boulanger (2006). 156

Figure 5.14: Influence du degré de saturation (coefficient des pression interstitielles, B) sur le nombre de cycles à liquéfaction (N_{LIQ}) pour les résidus miniers soumis aux essais cycliques avec le TxSS. 158

Figure 5.15: Influence de l'indice de densité sur le nombre de cycles à liquéfaction pour les essais cycliques à 100 kPa présentés à la figure 5.14. 159

Figure 5.16: Influence de la contre-pression (pression interstitielle initiale, u) sur le nombre de cycles à liquéfaction (N_{LIQ}) pour les résidus miniers soumis aux essais cycliques avec le TxSS. 159

Figure 5.17: Représentation de la problématique d'alignement de l'axe de chargement vertical avec la base de montage supérieure avant les essais cycliques avec le TxSS. 161

Figure 5.18: Volume d’eau drainé lors de la phase de consolidation isotrope pour les éprouvettes de résidus consolidées à 50, 100, 300 et 500 kPa avant les essais cycliques avec le TxSS. 163

Figure 5.19: Volume d’eau drainé lors de la phase de dissipation des pression interstitielles pour les éprouvettes de résidus consolidées à 50, 100, 300 et 500 kPa après les essais cycliques avec le TxSS. 164

Figure 5.20: Changement de volume durant la phase de consolidation en fonction de la teneur en eau massique mesurée lors de la déposition hydraulique. 164

LISTE DES SIGLES, ABRÉVIATIONS ET UNITÉS

A	Aire de la section d'une éprouvette	[mm²]
AEV	Air Entry Value (Valeur d'entrée d'air)	[kPa]
a_{max}	Accélération maximale en surface	[m/s²]
a	Paramètre de calibration	[-]
B	Coefficient de pression interstitielle de Skempton	[-]
c	Cohésion	[kPa]
c'	Cohésion effective	[kPa]
c_c	Coefficient de compression vierge	[-]
C_c	Coefficient de courbure	[-]
CPT	Cone Penetration Test (Essai au pénétromètre statique)	[-]
c_r	Coefficient de recompression	[-]
C_r	Coefficient de correction pour équivalence de terrain	[-]
CRR	Cyclic Resistance Ratio (Rapport des résistances cycliques)	[-]
$CRR_{100\ kPa}$	Rapport des résistances cycliques pour une contrainte effective de 100 kPa	[-]
CSL	Critical state line (Courbe d'état critique)	[-]
CSR	Cyclic Stress Ratio (Rapport des contraintes cycliques)	[-]
CTD	Essai de compression triaxiale en condition drainée	[-]
CTU	Essai de compression triaxiale en condition non-drainée	[-]
C_u	Coefficient d'uniformité	[-]
c_v	Coefficient de consolidation	[cm²/s]
D_c	Diamètre ds éprouvettes après consolidation	[mm]
D_r	Densité relative des grains	[-]
D_{10}	Diamètre équivalent des particules à 10% passant	[mm]

D_{30}	Diamètre équivalent des particules à 30% passant	[mm]
D_{50}	Diamètre équivalent des particules à 50% passant	[mm]
D_{60}	Diamètre équivalent des particules à 60% passant	[mm]
D_{100}	Diamètre équivalent des particules à 100% passant (Maximal)	[mm]
DMA	Drainage minier acide	[-]
DNC	Drainage neutre contaminé	[-]
DSS	Essai de cisaillement simple	[-]
e	Indice de vide global	[-]
e_c	Indice de vide après consolidation	[-]
e_{cr}	Indice de vide critique	[-]
e_D	Indice de vide initialement à l'état dense	[-]
e_L	Indice de vide initialement à l'état lâche	[-]
E	Énergie dissipée par unité de volume de sol	[J/m³]
e_f	Indice de vide entre les particule fines	[-]
e_{max}	Indice de vide maximal	[-]
e_{min}	Indice de vide minimal	[-]
e_0	Indice de vide initiale	[-]
e_{00}	Indice de vide lors de la phase de désaération	[-]
e_s	Indice de vide intergranulaire	[-]
F_a	Facteur d'amplification	[-]
g	Constante d'accélération gravitationnelle	[m/s²]
G	Module de cisaillement	[MPa]
G_{max}	Module de cisaillement maximal	[MPa]
H	Hauteur initiale des éprouvettes	[mm]

H_c	Hauteur des éprouvettes après consolidation	[mm]
H_f	Hauteur des éprouvettes au démontage	[mm]
H_0	Hauteur initiale des éprouvettes avant la consolidation	[mm]
I_D	Indice de densité	[%]
$I_{D\text{-}c}$	Indice de densité relative après consolidation	[%]
I_P	Indice de plasticité	[%]
K_0	Coefficient de pression des terres au repos	[-]
K_c	Rapport d'anisotropie	[-]
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée	[cm/s]
M_w	Magnitude de moment d'un tremblement de terre	[-]
n	Porosité	[-]
N	Nombre de cycles de chargement	[-]
$N_{ÉQ}$	Nombre de cycles de chargement uniformes équivalents	[-]
N_{LIQ}	Nombre de cycles de chargement jusqu'à liquéfaction	[-]
p	Moyenne des contraintes principales	[kPa]
p'	Moyenne des contraintes principales effectives	[kPa]
q	Contrainte de cisaillement	[kPa]
QSS	Quasi steady state (État quasi critique)	[-]
r_d	Coefficient de réduction des contrainte en profondeur	[-]
r_u	Rapport des pressions interstitielles en excès	[-]
SPT	Standard Penetration Test (Essai au pénétromètre standard)	[-]
SS	Steady state (État critique)	[-]
TxSS	Triaxial-simple shear	[-]
V_c	Volume des éprouvettes après consolidation	[cm^3]

V_f	Volume des éprouvettes au démontage	[cm³]
V_0	Volume des éprouvettes avant la consolidation	[cm³]
w	Teneur en eau massique	[%]
WEV	Water Entry Value (Valeur d'entrée d'eau)	[kPa]
w_l	Limite de liquidité	[%]
w_N	Teneur en eau naturelle	[%]
w_{00}	Teneur en eau lors de la phase de désaération	[%]
w_{opt}	Teneur en eau massique optimale	[%]
WRI	Waste Rock Inclusions (Inclusions de roches stériles)	[-]
w_p	Limite de plasticité	[%]
W_s	Énergie dissipée par unité de volume de sol normalisé	[-]
α_v	Coefficient de compressibilité	[kPa^{-1}]
δ_h	Déplacement horizontal	[mm]
Δu	Pression interstitielle en excès	[kPa]
ΔV	Variation volumique	[cm³]
ε	Déformation	[%]
ε_a	Déformation axiale	[%]
ε_v	Déformation volumétrique	[%]
γ	Déformation en cisaillement	[%]
γ_{cyc}	Déformation cyclique en cisaillement	[%]
γ'	Poids volumique déjaugé	[kN/m³]
γ_d	Poids volumique sec	[kN/m³]
γ_{hum}	Poids volumique humide	[kN/m³]
γ_{sat}	Poids volumique saturé	[kN/m³]

$\boldsymbol{\phi}$	Angle de frottement interne	[°]
$\boldsymbol{\phi}$'	Angle de frottement interne effectif	[°]
$\boldsymbol{\phi}_{cv}$	Angle d frottement à volume constant	[°]
σ_1	Contrainte principale majeure	[kPa]
σ_1'	Contrainte principale majeure effective	[kPa]
σ_3	Contrainte principale mineure	[kPa]
σ_3'	Contrainte principale mineure effective	[kPa]
σ_c	Contrainte de confinement cellulaire	[kPa]
σ_c'	Contrainte de confinement effective	[kPa]
σ_d	Contrainte déviatorique	[kPa]
σ_v	Contrainte verticale totale	[kPa]
σ'_v	Contrainte verticale effective	[kPa]
σ'_{v0}	Contrainte verticale effective initiale	[kPa]
τ	Contrainte en cisaillement	[kPa]
τ_{cyc}	Contrainte en cisaillement cyclique	[kPa]
τ_{max}	Contrainte en cisaillement maximale	[kPa]
τ_{st}	Contrainte en cisaillement statique initiale	[kPa]

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Synthèse des propriétés typiques des résidus miniers de mines de roches dures 182

Annexe B - Essais de granulométrie et de sédimentométrie 185

Annexe C – Essais de densité relative au pycnomètre 202

Annexe D – Essais de compaction Proctor modifié 205

Annexe E – Essais de cisaillement direct 208

Annexe F – Analyses minéralogiques semi-quantitatives par diffraction des rayons X 215

Annexe G – Protocole de préparation des éprouvettes en laboratoire 219

Annexe H – Conception du moule de déposition hydraulique pour le TxSS par impression 3D 232

Annexe I – The influence of back pressure on the cyclic resistance of tailings using the triaxial-simple shear device 235

Annexe J– Essais de TxSS (Série 50 kPa) 243

Annexe K– Cheminement des contraintes effectives (Série 50 kPa) 257

Annexe L – Essais de TxSS (Série 100 kPa) 259

Annexe M– Cheminement des contraintes effectives (Série 100 kPa) 297

Annexe N – Essais de TxSS (Série 300 kPa) 301

Annexe O– Cheminement des contraintes effectives (Série 300 kPa) 319

Annexe P – Essais de TxSS (Série 500 kPa) 322

Annexe Q– Cheminement des contraintes effectives (Série 500 kPa) 332

Annexe R – Codes numériques FLAC 334

Annexe S – Simulation des essais de TxSS (Série 50 kPa) 341

Annexe T – Simulation des essais de TxSS (Série 100 kPa) 349

Annexe U – Simulation des essais de TxSS (Série 300 kPa) 369

Annexe V – Simulation des essais de TxSS (Série 500 kPa) 379

Annexe W – Figures additionnelles 385

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

L'exploitation minière est une activité d'importance majeure au Canada. Différentes opérations d'exploitation de métaux, de pierres précieuses, de terres rares et de carburants fossiles ont lieu à travers le pays et représentent une proportion appréciable des revenus nationaux. Les rejets produits des opérations minières sont principalement les roches stériles, les rejets de concentrateur et les eaux usées. De grandes quantités de ces rejets peuvent être produites durant la phase d'exploitation d'un site minier. Le stockage de ces matériaux peut s'avérer problématique. Cet aspect présente des défis d'ingénierie complexes en raison des propriétés physiques, chimiques, hydrogéologiques et géotechniques de ces matériaux.

Les haldes à roches stériles servent à entreposer la roche excavée n'ayant aucune valeur économique. Des métaux présents en faibles quantités dans ces roches sont susceptibles d'être lixiviés au fil du temps et l'empilement de grandes quantités de roches stériles peut produire un lixiviat dont la concentration de métaux en solution dépasse les normes environnementales. C'est le cas du drainage neutre contaminé (DNC). Dans le cas du drainage minier acide (DMA), l'effluent est chargé en ions hydrogènes issus de l'oxydation des sulfures. Le pH faible, généralement entre 2 et 4, facilite la solubilisation des métaux en présence de minéraux tels que la pyrite et la pyrrhotite. Ces deux minéraux sont présents en abondance dans les gisements métalliques (Aubertin et al. 2002a).

Les rejets de concentrateur, aussi appelés résidus miniers, sont des matériaux à granulométrie fine issus de l'extraction minéralurgique des minéraux. Le minerai est broyé finement et les minéraux sont par la suite extraits via différents procédés physico-chimiques. Une fois les minéraux récoltés, la boue contenant les particules fines de roche broyée est transportée et entreposée dans des parcs à résidus ceinturés de digues de rétention. Dans le cas des mines d'or, la proportion de rejets miniers est environ 1 000 000 plus importante que la quantité d'or extrait (James 2009). Les résidus miniers présentent des défis assez semblables aux haldes à stériles d'un point de vue géochimique. Les propriétés géotechniques et hydrogéologiques de ces matériaux compliquent toutefois leur stockage. Leur teneur en eau initiale très élevée et leur faible conductivité hydraulique ralentissent leur consolidation qui peut être très longue. La résistance en

cisaillement initiale des résidus miniers est faible et croît avec le niveau de consolidation. Dans l'éventualité d'une défaillance des digues de retenue, le contenu pourrait s'écouler dans l'environnement avec de conséquences majeures.

Les parcs à résidus miniers sont des structures pouvant contenir plusieurs millions de mètres cubes de matériaux. Ils peuvent subir des défaillances durant différentes phases de leur cycle de vie. Ces défaillances ont souvent des conséquences catastrophiques sur les plans environnementaux, humains, économiques et sociaux. La probabilité de rupture des digues de parcs à résidus miniers au courant du dernier centenaire est plus de 100 fois supérieure à celle des digues de rétention d'eau conventionnelles, soit 1,2% et 0,01% respectivement (Azam et Li 2010). Les ruptures de digues de parcs à résidus miniers comme celles survenues au site britanno-colombien de Mount Polley, en août 2014 (Morgenstern et al. 2015) et au site de Bento Rodrigues, au Brésil, en novembre 2015 (Morgenstern et al. 2016; Roche et al. 2017), illustrent les défis posés en matière de conception, d'opération et d'entretien de ces ouvrages. Afin d'améliorer les performances de ce type d'ouvrage, il est important de tenter de mieux comprendre le comportement des matériaux y étant entreposés et constituant les digues.

Une cause majeure de la défaillance de parcs à résidus miniers est l'occurrence de tremblements de terre. Il s'agissait de la deuxième cause menant à la rupture de digues de tous genres et la cause primaire des ruptures survenant une fois la phase active de la vie d'un parc complétée (ICOLD 2001). Les chargements sismiques peuvent générer des pressions interstitielles en excès dans les résidus entreposés en amont des digues périphériques qui sont elles-mêmes souvent formées de la fraction grossières des résidus miniers (Vick 1990). Lorsque la pression interstitielle augmente de façon à réduire substantiellement la contrainte effective en place, une importante perte de résistance en cisaillement est observée et cela entraîne une augmentation de la poussée sur les digues de retenue (Ishihara 1984). Le comportement dynamique et la liquéfaction des résidus miniers sont abordés dans le présent mémoire dans le but de mieux comprendre les paramètres qui influencent ces phénomènes.

Les études présentement menées au sein de l'Institut de recherche en mines et en environnement UQAT-Polytechnique (IRME) ont comme objectifs d'améliorer la sécurité des ouvrages nécessaires à la bonne opération d'une mine ainsi que la réduction des impacts environnementaux apportés par le cycle de vie de sites miniers. Le projet présenté dans le mémoire

de maîtrise actuel s'inscrit au sein d'un programme de recherche et développement coopératif réalisé par l'IRME et des partenaires industriels qui a pour but d'étudier l'effet de l'implantation d'inclusions de roches stériles dans le parc à résidus miniers de la mine Canadian Malartic (James et al. 2017).

1.2 Contenu du mémoire

Le présent mémoire aborde tout d'abord le comportement dynamique des résidus miniers via une revue de littérature où les notions géotechniques établies sont présentées au chapitre 2. Les données d'études similaires provenant de travaux antérieurs pour le site de la mine Canadian Malartic ainsi que pour des résidus de mines de roches dures sont également colligées. Ensuite, la méthodologie et le protocole d'essais cycliques avec l'appareil triaxial-simple shear (TxSS) sont présentés. Les résultats des essais de laboratoire sont présentés et analysés en profondeur afin de pouvoir étudier le comportement des résidus de la mine Canadian Malartic à l'égard de la résistance au cisaillement, la mobilité cyclique et la liquéfaction dynamique. Cette portion est présentée dans un manuscrit soumis à une revue scientifique (Revue canadienne de géotechnique) au chapitre 4 du mémoire. Des analyses complémentaires suite au programme d'essais cycliques sont présentées. Finalement, des conclusions et recommandations basées sur l'expérience acquise durant projet sont énoncées.

L'étude du comportement dynamique des résidus miniers a permis d'établir la relation entre l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol, E, et la pression interstitielle en excès générée lors des essais cycliques. La vitesse de génération de la pression interstitielle en excès semble être dépendante de la contrainte de consolidation et de l'indice de densité des éprouvettes. L'utilisation d'une méthode énergétique pour dresser les courbes de résistance cyclique des résidus miniers sous contraintes en cisaillement d'amplitude contrôlée semble indiquer que le rapport des contraintes cycliques diminue avec l'augmentation de la contrainte effective. Cette relation semble similaire à celle du sable propre et de silts naturels. La comparaison de la résistance cycliques des résidus miniers estimée par une méthode énergétique et basée sur les essais cycliques avec l'appareil TxSS semble indiquer que, pour les conditions d'essais rencontrées, les résidus miniers

testés présentent une résistance supérieure à celle des résidus typiques de mines de roches dures testés dans le cadre d'autres programmes d'investigation.

En comparaison avec l'essai de compression triaxiale cyclique, la contre-pression appliquée pour saturer les éprouvettes en laboratoire ne semble pas influencer la résistance cyclique des résidus miniers lorsque testés avec l'appareil TxSS.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une revue de littérature qui fait le recensement de l'essentiel des connaissances établies au sujet du comportement géotechnique des résidus miniers en lien avec le projet. Un aperçu des problématiques liées à la gestion des rejets miniers est présenté ainsi que quelques cas de ruptures importantes. La revue de littérature inclus aussi une présentation de programmes d'investigation du comportement dynamique et la résistance cyclique des résidus miniers.

2.1 La gestion des rejets miniers

Les rejets produits de l'exploitation minière comportent principalement les roches stériles, les rejets de concentrateur et les eaux usées. La gestion de ces rejets présente des défis d'ingénierie de taille en raison des propriétés hydrogéochimiques et géotechniques de ces matériaux (Aubertin et al. 2002a).

2.1.1 Roches stériles

Les roches stériles sont composées du roc excavé dans le but d'atteindre le gisement à exploiter. Ce roc est démuni de minéraux à valeur économique ou en contient en faibles quantités seulement. Ce matériau est un type de rejets miniers potentiellement nocifs pour l'environnement et doit être entreposé de façon adéquate puisqu'il peut s'avérer être générateur d'acide. L'acide générée par ces roches est produit par la réaction entre l'eau, l'oxygène et le soufre présent dans les minéraux sulfureux comme la pyrite (FeS_2) et la pyrrhotite (FeS) présents en abondance dans les gisements métalliques. L'acide relâchée dans le lixiviat peut contaminer la nappe phréatique et les cours d'eau environnant et se doit d'être contrôlée. Le lixiviat est communément appelé drainage minier acide (DMA). Un autre type de contamination possible est le drainage neutre contaminé (DNC). Ce type de contamination, caractérisé par la présence de métaux en solution dans l'eau sous un pH près de la neutralité, doit également être traité (Aubertin et al. 2002b).

Les roches stériles sont usuellement entreposées dans des haldes qui peuvent faire plus de 100 m de hauteur. Des bassins pour récolter les produits de lixiviation et éventuellement traiter les eaux contaminées peuvent être aménagés en bordure de ces installations.

2.1.2 Rejets de concentrateur

Les rejets de concentrateur produits de l'extraction minéralurgique des minéraux sont communément appelés résidus miniers. Ce matériau est produit à la suite des multiples phases de concassage, de broyage, de tamisage et de traitement physico-chimiques du minerai. Les résidus de mines de roches dures ont une granulométrie particulièrement fine similaire à celle du silt. Tout comme les roches stériles, les résidus miniers peuvent générer du DMA ou du DNC et ils peuvent aussi contenir des produits chimiques nocifs pour l'environnement (comme les cyanures) et doivent être entreposés dans un endroit approprié : le parc à résidus miniers.

Un parc à résidus miniers est formé de digues périphériques qui, en analogie aux digues de rétention d'eau conventionnelles, ont comme tâche de confiner les résidus y étant acheminés hydrauliquement. Les résidus miniers sont transportés sous forme de pulpe dont la teneur en particules solides varie généralement entre 25 et 45% (en poids). Ce matériau se comporte initialement comme un fluide en raison de sa forte teneur en eau et sa faible résistance au cisaillement (Vick 1990; Aubertin et al. 2002a; 2002b; Bussière 2007).

2.1.3 Parcs à résidus miniers

Les parcs à résidus sont des structures en constante évolution durant la phase d'exploitation d'une mine puisque des rejets de concentrateur y sont acheminés quotidiennement. Les parcs à résidus miniers évoluent en synchronisme avec la mine qu'ils desservent afin de pouvoir répondre à la demande en matière de stockage des rejets. Les digues sont alors rehaussées périodiquement pour permettre la déposition d'une nouvelle couche de résidus et ce processus est répété au rythme auquel le parc se rempli.

Il y a trois principales méthodes utilisées pour le faire le rehaussement des digues : La méthode amont, la méthode de l'axe central et la méthode aval. La méthode indique la direction de

la crête de la digue lors du rehaussement. Ainsi, le rehaussement s'effectue soit à l'amont de l'ancienne digue, directement au-dessus, ou plutôt en aval de celle-ci. Ces méthodes sont schématisées sur la figure 2.1.

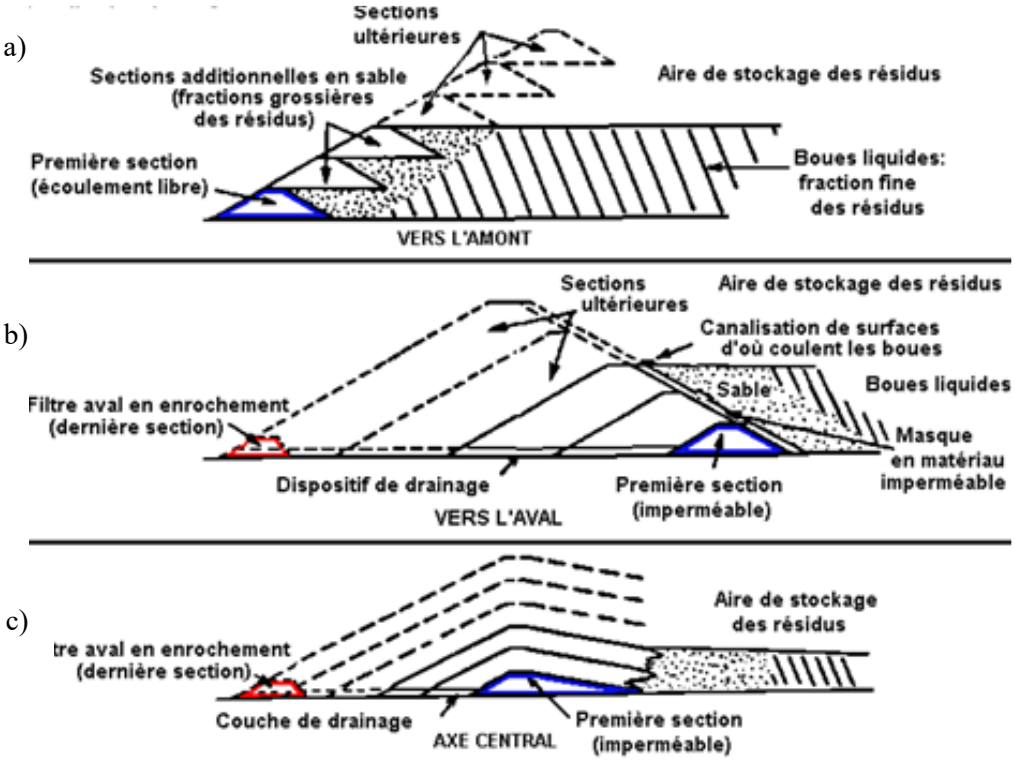


Figure 2.1: Méthode de rehaussement a) Amont b) Aval c) Axe central (Tirée d'Aubertin et al. 2002a).

La méthode la plus répandue est la méthode amont (figure 2.1a) puisqu'elle représente la solution la plus économique, notamment au niveau de la quantité de matériaux requis. La nouvelle digue est érigée au-dessus de l'ancienne, sur les résidus, de façon à respecter les critères de stabilité des pentes. Cette nouvelle digue amont se retrouve alors sur une fondation constituée de résidus miniers relativement grossiers et peu consolidés qui crée une plage de résidus, montrée à la figure 2.2. Cette méthode est la méthode liée au plus grand nombre d'instabilités puisqu'une surface de rupture potentielle peut se développer sous le rehaussement de la digue (Vick 1990; Aubertin et al. 2011).

La méthode aval (figure 2.1b) constitue l'option la plus sécuritaire, mais aussi la plus coûteuse en raison de la grande quantité de matériaux nécessaires. Un autre avantage de cette méthode est qu'elle augmente le volume disponible pour l'entreposage de résidus miniers à chaque rehaussement. La méthode de l'axe central (figure 2.1c) constitue une technique intermédiaire entre

la méthode amont et la méthode aval. Elle est plus sécuritaire que la méthode amont parce que seulement le flanc amont de la digue périphérique repose sur les résidus.

Pour faire le remplissage des parcs à résidus, des pipelines installés en crête des digues périphériques déversent les résidus en pulpes. Les pipelines sont déplacés de façon à remplir le bassin uniformément. Ce procédé peut causer la ségrégation entre les particules puisque les particules fines sont transportées plus loin de la crête de la digue que les particules plus grossières. Les abords des digues périphériques sont appelés plages de résidus. Ces plages sont formées de résidus grossiers et ne sont pas toujours submergées contrairement aux résidus fins au centre du parc. La figure 2.2 présente le schéma d'une coupe longitudinale d'un parc à résidus miniers typique.

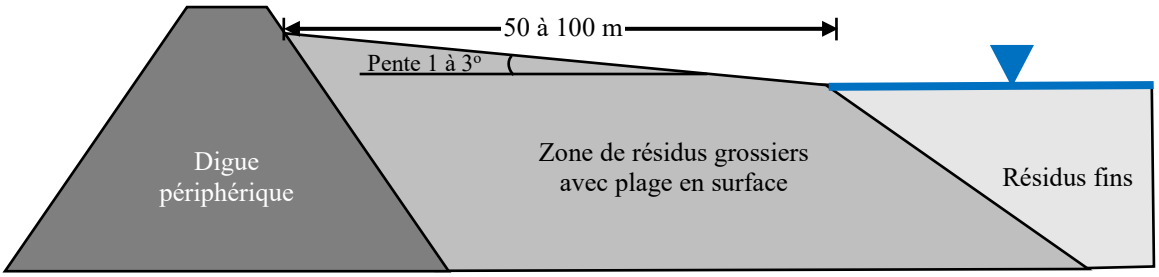


Figure 2.2: Schéma conceptuel représentatif de la ségrégation granulométrique des résidus miniers lorsque déposés hydrauliquement en crête des digues périphériques.

2.1.4 Historique de rupture des parcs à résidus miniers

Le risque de rupture de parcs à résidus miniers est un enjeu auquel l'industrie minière fait face durant toute la durée d'activité d'une mine et même après la fin des opérations d'exploitation. La hauteur totale des digues de rétention périphériques peut atteindre plus d'une centaine de mètres. La stabilité de ce type d'ouvrage s'avère une problématique critique puisque le taux de défaillance historique est environ 10 fois plus élevé que celui des digues de rétention d'eau conventionnelles (Davies 2002). Pour évaluer les risques de ruptures, il est primordial de comprendre les mécanismes de rupture d'événements passés.

Selon la Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD 2001) qui a recensé un total de 220 incidents impliquant des barrages de tous genres, 182 étaient des digues de parcs à résidus miniers. Parmi les incidents impliquant ces 182 digues, 91 (50%) étaient des digues érigées

selon la méthode amont. La figure 2.3 présente le mode de rupture des incidents répertoriés en fonction de la phase de vie de la digue. Selon ICOLD (2001), les digues sont nettement plus à risque d'avoir une défaillance durant la phase active de leur vie comme en témoignent 87% des cas répertoriés.

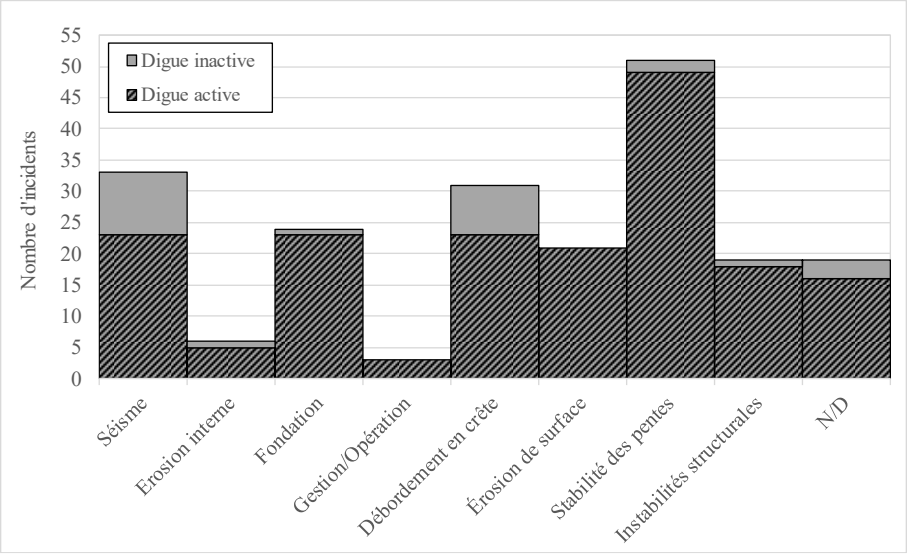


Figure 2.3: Mode de défaillance en fonction de la période d'activité (Adaptée d'ICOLD, 2001)

Les séismes représentaient la cause de rupture la plus importante dans le cas des digues inactives, c'est-à-dire des parcs à résidus où il n'y a plus de déversement de résidus. L'activité sismique est citée par ICOLD (2001) comme cause de rupture de 10 incidents impliquant des digues inactives, dont huit pour des digues construites selon la méthode amont. Au total, 33 défaillances ont été causés par des tremblements de terres et 25 d'entre elles impliquaient des digues construites par la méthode amont. Roche et al. (2017) identifient l'activité sismique comme la cause primaire de 27 ruptures parmi 209 ruptures répertoriées entre 1915 et 2016.

La figure 2.4 fait le recensement des modes rupture en fonction du type de digue. Les séismes comptaient pour 15% des modes de ruptures répertoriés par ICOLD (2001). La majorité des défaillances recensées ont toutefois été causées par des instabilités de pentes, celles-ci représentant 23% des cas répertoriés. Le débordement en crête est également une des causes principales de ruptures pour des digues de tous genres.

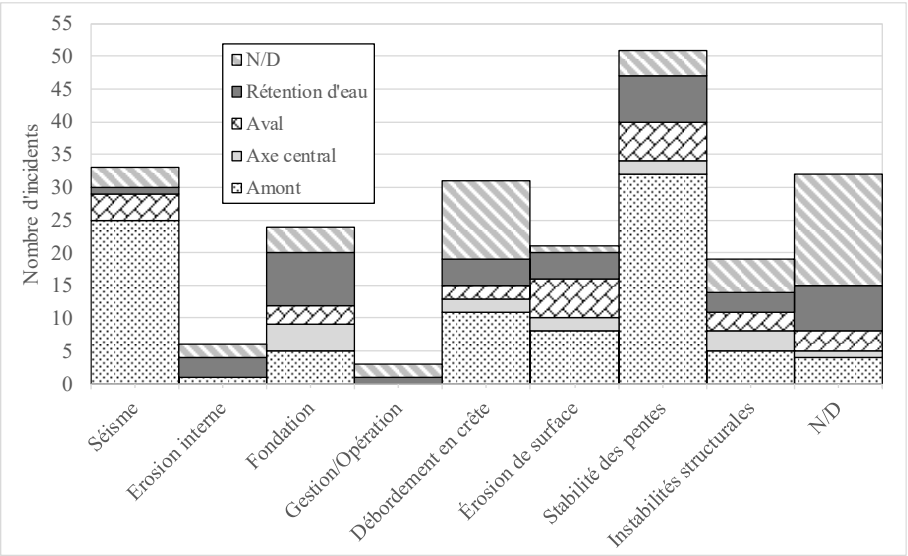


Figure 2.4: Mode de rupture en fonction de la méthode de construction (Adaptée d'ICOLD, 2001).

La figure 2.5 fait la synthèse des ruptures en fonction de la hauteur des digues au moment de la défaillance et de la période (avant ou après l'an 2000). Les digues d'une hauteur inférieure à 30 mètres comptent pour 90 incidents parmi les 218 incidents répertoriés par Azam et Li (2010). Parmi les ruptures répertoriées après l'an 2000, 18 sur 20 impliquaient des digues d'une hauteur inférieure à 30 m.

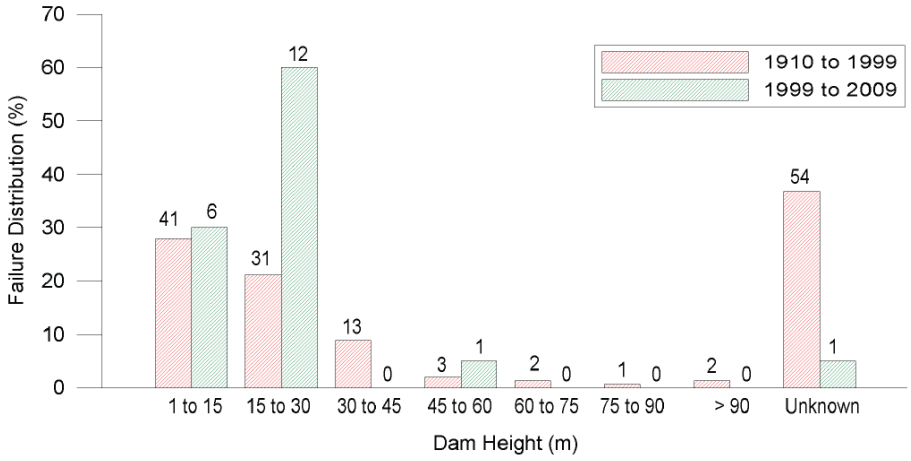


Figure 2.5: Nombre de défaillances en fonction de la hauteur de la digue (Tirée d'Azam et Li, 2010).

2.1.5 Quelques ruptures importantes

Le 28 mars 1965, un tremblement de terre d'une magnitude supérieure à sept a frappé le centre du Chili. L'accélération maximale de surface enregistrée dans la capitale de Santiago était de 1,77 m/s² (0,18 g). 22 digues de parcs à résidus miniers se trouvaient dans la zone d'impact du séisme et la moitié d'entre elles se sont rompues (Dobry et Alvarez 1967). Notamment, deux digues près du village d'El Cobre ont été détruites et plus de 2 000 000 de tonnes de résidus miniers ont engloutis le village avoisinant où plusieurs décès ont été constatés. La rupture des digues d'El Cobre serait attribuable à la liquéfaction du noyau (Verdugo et Peters 2009). D'autres ruptures majeures liées à l'activité sismique ont été observées au Chili par le passé. Les ruptures des digues de La Marquesa et de La Palma suite au tremblement de terre du 3 mars 1985 de magnitude 7,8 sont attribuables à la liquéfaction de zones lâches situées à proximité et dans la fondation des digues (De Alba et al. 1988)

Le 14 janvier 1978, un séisme de magnitude sept est survenu au Japon. Le tremblement de terre d'Izu-Ohshima-Kinkai a causé la rupture de la digue de rétention #1 du parc à résidus de Mochikoshi en raison de la liquéfaction des résidus contenus au centre du parc. La liquéfaction de ces résidus aurait causé une augmentation de la poussée sur la digue de retenue et celle-ci n'aurait pas été en mesure de supporter les charges additionnelles en raison de la réduction de la résistance au cisaillement dans les matériaux la constituant. Par conséquent, 80 000 m³ de résidus miniers se sont écoulés sur une distance de 7 km (WISE 2017). Près de 24 heures suivant la secousse initiale, la digue #2 s'est à son tour rompue. La rupture de cette digue a été attribuée aux pressions interstitielles en excès dans les résidus au centre du parc. La pression d'eau en excès aurait causé un rehaussement du niveau phréatique au-dessus du cœur de la digue formée elle-même de résidus compactés. Le niveau phréatique aurait atteint la surface de la pente aval et la rupture a suivi peu après (Ishihara 1984; WISE 2017).

Plus récemment, le 4 août 2014, la rupture du parc à résidus de Mount Polley, en Colombie-Britannique, a engendré le déversement de 7,3 millions m³ de résidus miniers dans les cours d'eau adjacents (WISE 2017). La rupture de la digue de rétention est attribuée à la fondation où se trouvait une mince couche de moraine surconsolidée. La réponse de cette couche de sol mal caractérisée aux charges induites par la présence du parc à résidus et de la digue a été de type « *strain-softening* » et a entraîné une perte de résistance en cisaillement soudaine. Une portion de la digue

de retenue s'est affaissée et une brèche s'est créée. L'écoulement des résidus et de l'eau présente dans le parc au travers de la brèche a érodé cette dernière et une la rupture totale de la digue a suivi peu après. La perte de confinement et la liquéfaction statique ont été les mécanismes entraînant le contenu du parc dans l'environnement. Bien que la cause initiale de l'incident de Mount Polley aurait été liée à la fondation de la digue, les conséquences ont été exacerbées par la présence de trop grandes quantités d'eau dans le parc à résidus à cet instant précis (Morgenstern et al. 2015; Roche et al. 2017).

Le 5 novembre 2015, la digue de rétention Fundão située près du village de Bento Rodrigues, au Brésil, s'est rompue. Plus de 33 millions m^3 de résidus miniers ainsi que leur équivalent en eau ont été relâchés dans l'environnement et été transportés sur une distance de 663 km le long du fleuve Rio Doce (Roche et al. 2017; WISE 2017). 17 décès ont été attribués à cette catastrophe en plus de dommages environnementaux estimés à plusieurs milliards de dollars en coûts de réhabilitation et en impacts sur les activités socio-économiques des populations riveraines (Fernandes et al. 2016). Des secousses mineures et des opérations de dynamitage à proximité de la digue auraient contribué à l'augmentation de la pression interstitielle dans le matériau fin s'étant écoulé au-dessous de la digue principale d'une hauteur de 110 mètres. Suite à des déformations excessives, la création d'une brèche s'est amorcée (Morgenstern et al. 2016).

Les ruptures présentées ci-haut, et d'autres, ont engendré des conséquences désastreuses incluant des pertes de vies humaines et des quantités importantes de rejets miniers relâchés dans l'environnement. La liquéfaction définie comme une perte importante de la résistance au cisaillement était également un facteur présent dans la plupart des cas. Bien que la cause primaire de rupture puisse être associée à diverses causes connues comme une instabilité des pentes, un manque de capacité portante de la fondation, une mauvaise gestion de l'eau ou un tremblement de terre, la liquéfaction statique liée à la perte de confinement est un facteur qui contribue à l'écoulement des grandes quantités de matériaux aux environs des ouvrages de rétention. Dans le cas des digues de Mochikoshi et d'autres digues au Chili, il a été démontré que la liquéfaction dynamique pouvait avoir un impact sur la stabilité des pentes, la fondation des ouvrages de retenue et sur les pressions exercées sur les digues périphériques. L'évaluation du comportement des résidus miniers face à la liquéfaction est un sujet d'actualité qui doit d'être étudié de façon plus complète.

2.2 Comportement des sols pulvérulents

Les sols pulvérulents comme les sables et graviers, c'est-à-dire les sols non-plastiques et sans cohésion effective, peuvent montrer un comportement contractant ou dilatant lorsque soumis à un effort en cisaillement. De grandes déformations amènent le sol à cheminer vers l'état critique, défini comme la condition où le sol de déforme de façon continue sous chargement uniforme constant (Been et Jefferies 1985; Vaid et al. 1990; Been et al. 1991; Yamamuro et Lade 1998). En condition drainée, un sol contractant, considéré comme lâche, aura tendance à se densifier sous une contrainte de chargement externe alors qu'un sol dilatant, plus dense, exhibera le comportement inverse. En condition de chargement non-drainé, la pression interstitielle a tendance à augmenter pour les sols contractants et à diminuer pour les sols dilatants (Vaid et al. 1990).

2.2.1 Chargement en condition drainée

La figure 2.6 illustre le comportement de sols lâches et denses soumis à un essai de compression triaxiale en condition drainée (CTD). Un sol dense atteint un pic de résistance puis cette-dernière chute progressivement jusqu'à l'atteinte de la résistance résiduelle (ou l'état critique), où de grandes déformations axiales (ε_a) sont observées sous une contrainte en cisaillement (q) constante (voir figure 2.6a). L'indice de vide pour un sol dense (indice de vide initial : e_D) tend à augmenter jusqu'à l'indice de vides critique (e_{cr}) puisque le chargement incite les grains à modifier leur orientation et position vers un état plus stable, causant une dilatation (voir figure 2.6b).

Pour les sols lâches, la résistance croît jusqu'à l'état critique et l'indice de vide diminue progressivement (indice de vide initiale : e_L). Le sol se contracte jusqu'à un arrangement stable. L'état critique est alors atteint; il est le même que le sol soit initialement à l'état dense ou lâche (Kramer 1996).

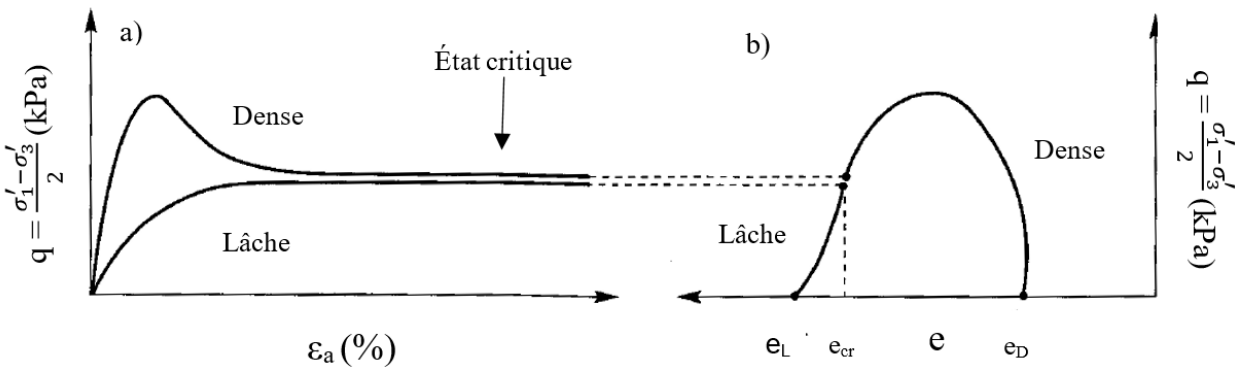


Figure 2.6: a) Relation contraintes-déformations en condition drainée pour des sols contractants et dilatants soumis à un essai CTD et b) Variation de l'indice de vide lors du même chargement déviatorique (Adaptée de Kramer, 1996).

2.2.2 Chargement en condition non-drainée

La figure 2.7 illustre le comportement d'un sol saturé soumis à un essai de compression triaxiale en condition non-drainée (CTU) qui se produit à volume constant. Il existe trois types de réponses possibles : Contractant avec liquéfaction complète (Courbe 1), contractant avec liquéfaction limitée (Courbe 2) et dilatant (Courbe 3). Les sols contractants soumis à un essai CTU ont une réponse semblable à celle représentée par la courbe 1. La pression interstitielle en excès (Δu) augmente graduellement jusqu'à ce que le sol atteigne un pic de résistance. Par la suite, la résistance chute progressivement jusqu'à la résistance résiduelle et les pressions demeurent constantes malgré de grandes déformations (à l'état critique). Il s'agit d'une réponse de type « *strain-softening* » (Yoshimine et al. 1999). Ce comportement est problématique dans l'éventualité où la résistance au cisaillement mobilisée par le sol est inférieure à la résistance requise pour assurer l'équilibre d'une pente par exemple. (Kramer 1996).

La courbe 2 illustre l'état quasi critique (QSS) associé au phénomène de liquéfaction limitée. Ce phénomène se traduit par une perte rapide de résistance au cisaillement suivi d'une augmentation suite à de plus grandes déformations axiales (ε_a). Face au cisaillement, le sol exhibe d'abord un comportement contractant où la pression interstitielle en excès augmente. Suite à la chute après le pic de résistance au cisaillement, le sol devient dilatant et la pression interstitielle en excès diminue (Vaid et al. 1990; Kramer 1996). La courbe 3 illustre quant à elle un comportement dilatant. Le sol montre alors une résistance au cisaillement qui augmente avec une diminution de la pression interstitielle.

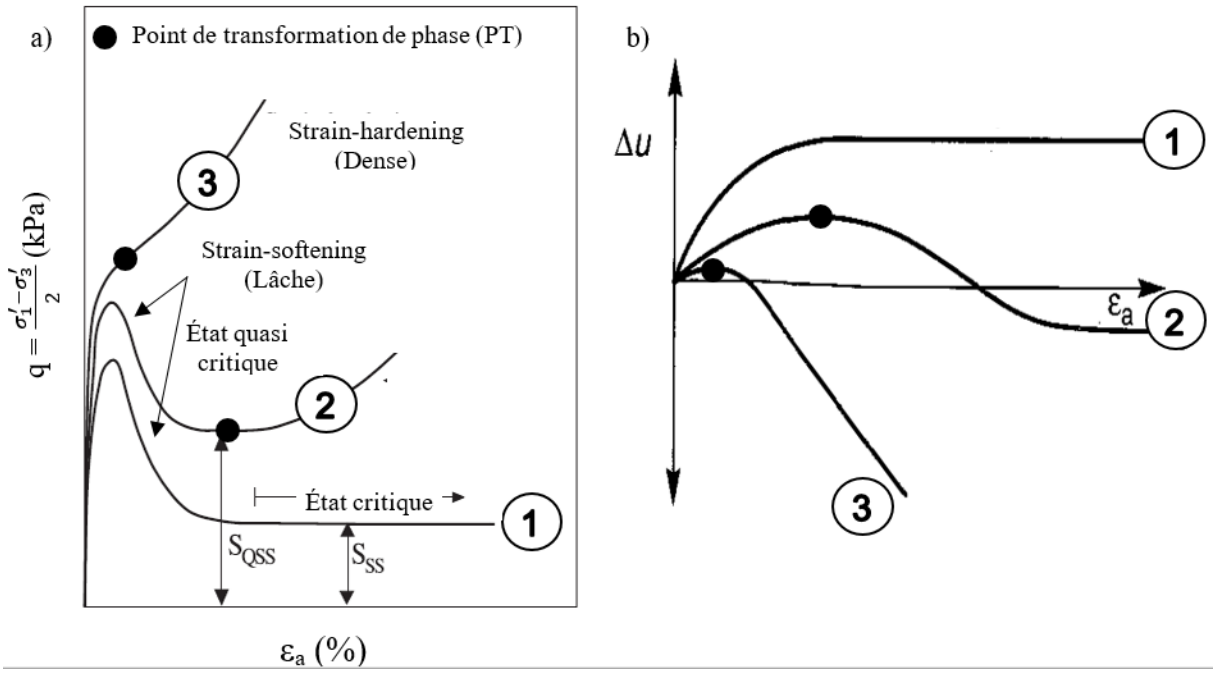


Figure 2.7: a) Relation contraintes-déformations en condition non-drainée (Adaptée de Vaid et Sivathayalan, 2000), b) Pressions interstitielles en excès en fonction de la déformation axiale (Adaptée de Kramer, 1996).

Le point de transformation de phase (PT) est défini comme la condition où le sol passe de l'état contractant à l'état dilatant (Yoshimine et al. 1999). Le point de transformation de phase sur la figure 2.7b correspond au point où la pression interstitielle en excès (Δu) passe du mode de croissance au mode de décroissance, alors que le sol passe d'un comportement contractant à dilatant (Yamamuro et Lade 1998). En pratique, une condition non-drainée est obtenue lorsqu'il y a un chargement rapide durant lequel le taux d'accroissement de la pression interstitielle en excès est supérieur à la capacité du sol à les dissiper (Vaid et Chern 1985).

2.2.3 État critique et paramètre d'état

La courbe d'état critique (CSL) est le regroupement des points où l'indice de vide critique (e_{cr}) est atteint en fonction de la contrainte effective. L'indice de vide critique est associé à l'indice de vide atteint par des sols lâches ou denses sous de grandes déformations lors d'essais drainés (voir figure 2.6) (Kramer 1996). La figure 2.8 illustre le cheminement de l'état d'un sol soumis à un effort en cisaillement en fonction de son état initial et de la condition de drainage. Les sols au-dessus de la

ligne d'état critique sont initialement lâches et ont un comportement contractant alors que ceux qui sont initialement plus denses et situés sous la courbe d'état critique ont un comportement dilatant. Un indicateur de la susceptibilité à la liquéfaction est le paramètre d'état (ψ) qui est défini comme étant la différence entre l'indice de vide initial (e_o) et l'indice de vide critique (e_{cr}). Si le paramètre d'état est positif, le sol aura un comportement contractant et vice versa (Been et Jefferies 1985).

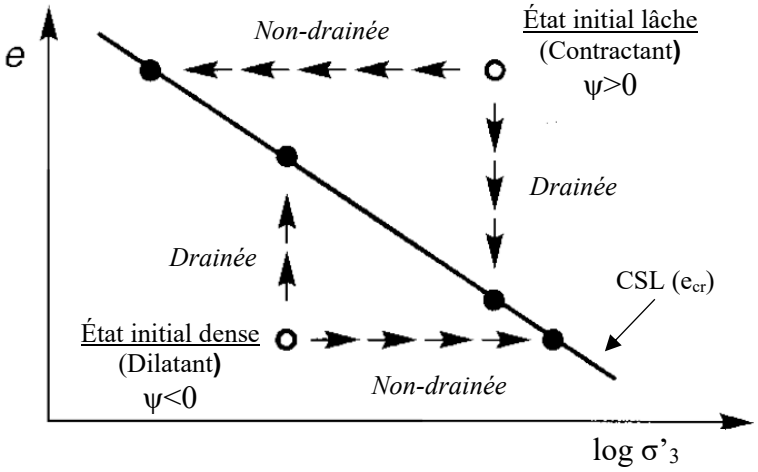


Figure 2.8: Cheminement vers l'état critique pour des sols granulaires initialement denses ou lâches (Adaptée de Kramer,1996).

En condition drainée (sans génération de pression interstitielle en excès), l'état critique des sols contractants est atteint par la diminution de l'indice de vide jusqu'à ce que le potentiel de densification soit nul (ψ=0, e=e_{cr}). Pour les sols denses, le sol se dilate alors que les grains tentent de se réorienter de façon à ce que l'indice de vide augmente jusqu'à l'atteinte de l'indice de vide critique (e_{cr}). En condition non-drainée (volume constant), la tendance à la densification se traduit par une augmentation de la pression interstitielle (Nemat-Nasser et Shokooh 1979). L'état critique des sols contractants est atteint via la diminution de la contrainte effective (σ'_3 lors d'essais CTU et σ'_v lors d'essais de cisaillement simple). À l'inverse, les sols denses voient plutôt une augmentation de la contrainte de confinement effective liée à la tendance à la dilatation, ce qui apporte une augmentation de la résistance au cisaillement (Holtz et Kovacs 1991).

2.3 Liquéfaction

La liquéfaction d'un sol est un phénomène d'instabilité caractérisé par une perte marquée de la résistance en cisaillement et le développement de grandes déformations (Castro et Poulos 1977; Vaid et Chern 1985). Les sols pulvérulents et saturés comme les sables fins à moyen et les mélanges de sables et de silts sont particulièrement susceptibles à la liquéfaction sous un chargement rapide puisque leur conductivité hydraulique est relativement faible et que la pression interstitielle en excès n'est pas en mesure de se dissiper au même rythme qu'elle est générée sous l'effet d'un chargement statique (monotone) ou dynamique (cyclique) (Vaid et al. 1985; Vaid 1994). Dans le cas de chargements cycliques, la mobilité cyclique est un phénomène également possible (Kramer 1996; Hyde et al. 2006); la mobilité cyclique se manifeste chez les sols denses (ou dilatants) et est présentée à la section 2.3.3.

2.3.1 Liquéfaction statique

La liquéfaction statique se produit chez les sols contractants sous un chargement monotone. La contrainte effective diminue avec les déformations suite à l'augmentation de la pression interstitielle en excès et entraîne une diminution de la résistance en cisaillement (Prakash et Sandoval 1992; Singh 1994; Guo et Prakash 1999). La courbe 1 sur la figure 2.7a illustre la liquéfaction complète.

Un chargement statique peut également engendrer une liquéfaction limitée. La figure 2.9 présente six essais CTU. La réponse des essais sur les éprouvettes consolidées à 25, 50 et 100 kPa correspond à une liquéfaction complète. Les éprouvettes consolidées à 200, 350 et 500 kPa montrent plutôt une liquéfaction limitée puisqu'après avoir subi de grandes déformations suite à la perte de résistance initiale, leur résistance au chargement déviatorique (σ_d) se met à augmenter à nouveau.

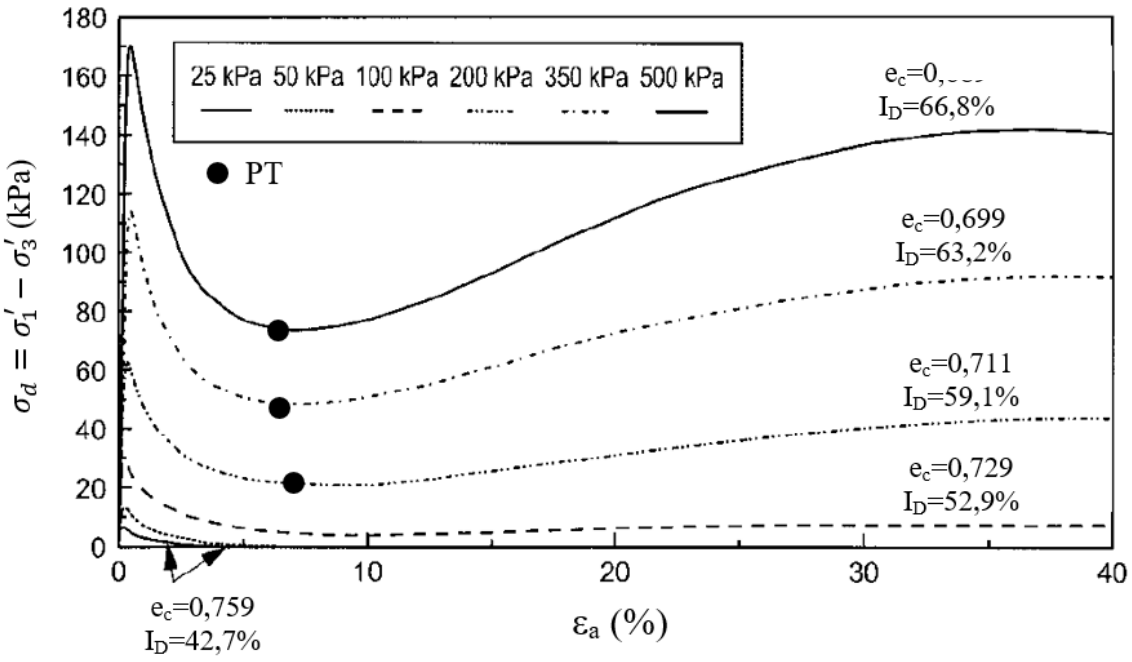


Figure 2.9: Relation contraintes-déformations lors d'essais de compression triaxiale en condition non-drainée sur un sable silteux (Adaptée de Yamamuro et Covert, 2001).

La figure 2.10 présente le cheminement des contraintes effectives pour les six essais présentés à la figure 2.9. Ces essais mènent à la liquéfaction ou à une liquéfaction limitée puisqu'après avoir atteint leur résistance maximale, il y une chute de la résistance au chargement déviatorique jusqu'à ce que la ligne de rupture (K_f) soit atteinte. Cette ligne de rupture agit comme point de transformation de phase où les essais consolidés à 200, 350 et 500 kPa passent de l'état contractant à dilatant et la résistance au cisaillement augmente à nouveau. Pour les essais consolidés à 25 et 50 kPa, la réponse est la liquéfaction complète alors que la résistance au cisaillement devient nulle lorsque le cheminement des contraintes effectives atteint la ligne K_f. Pour l'essai à une contrainte de 100 kPa, la résistance résiduelle est très faible (environ 5 kPa). Il n'y a pas de liquéfaction limitée observée puisque malgré de très grandes déformations, la résistance au cisaillement n'augmente pas après avoir atteint son minimum.

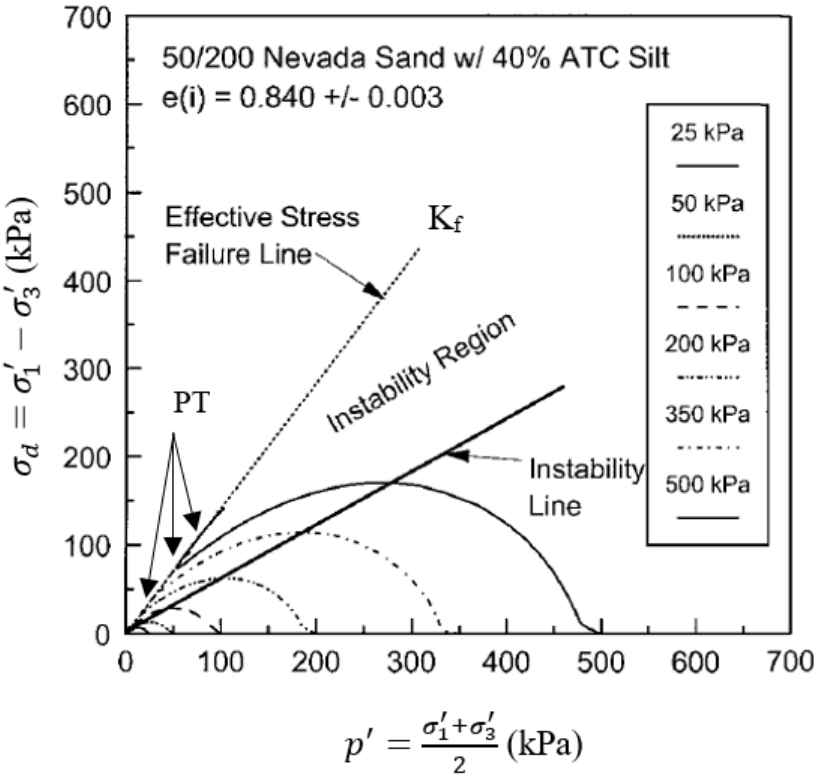


Figure 2.10: Cheminement des contraintes effectives pour les essais triaxiaux présentés à la figure 2.9 (Adaptée de Yamamuro et Covert, 2001).

La liquéfaction statique peut également se produire suite à une perte de confinement. Dans le cas de la rupture de 1994 d'un parc à résidus près du village de Merriespruit, en Afrique du Sud, il y aurait eu occurrence de liquéfaction statique en raison de la perte de confinement par exemple. Plus de 600 000 m³ de résidus miniers se sont alors écoulés sur une distance de trois kilomètres en anéantissant au passage le village de Merriespruit (WISE 2017). La cause de la rupture primaire était due à un débordement en crête attribuable à une revanche insuffisante et une mauvaise gestion de l'eau entreposée dans le parc suite à des précipitations abondantes tel que schématisé sur la figure 2.11 (Fourie et al. 2001). Le débordement en crête aurait alors érodé la pente aval de la digue de retenue (1) et ouvert une brèche qui aurait entraîné les particules de résidus compactés formant la digue de rétention (2). L'érosion aurait progressé jusqu'à un point du parc où les résidus fins et lâches se trouvaient dans un état contractant. La perte de confinement (diminution de la contrainte effective moyenne liée au retrait des matériaux avoisinant) aurait déclenché un écoulement suite à la redistribution des contraintes (3) (Fourie et al. 2001).

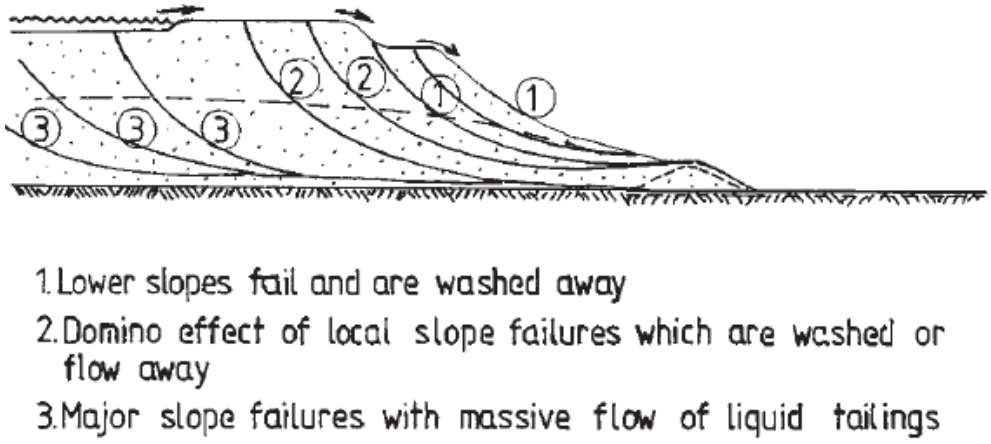


Figure 2.11: Schéma du mode de rupture du désastre de Merriespruit de 1994 par perte de confinement (Tirée de Fourie et al. 2001).

Les travaux de Poncelet (2012) et Contreras (2013) traitent en partie du comportement des résidus miniers face la liquéfaction statique. Grimard et James (2017) et Grimard (2018) ont également étudié le comportement des résidus miniers face à la liquéfaction statique et à la perte de confinement. Les essais de compression triaxiale monotone en condition non-drainée (CTU) menés par Poncelet (2012) et Contreras (2013) sur des résidus de la mine Canadian Malartic indiquent la liquéfaction limitée pour des éprouvettes de préparées à des indices de vide variant entre 0,72 et 0,65 et consolidées isotropiquement à des contraintes allant de 55 et 700 kPa. La figure 2.21 à la section 2.5.5 présente les résultats des essais CTU de Poncelet (2012). Grimard et James (2017) ont également observé la liquéfaction limitée sur des éprouvettes de résidus de la mine Canadian Malartic soumis à des essais CTU à des indices de vide allant de 0,61 à 0,52 et des contraintes de confinement effectives de 50 à 600 kPa. Les travaux de Grimard et al. (2017) et Grimard (2018) font aussi la caractérisation des résidus miniers par la mesure de la vitesse des d'ondes de cisaillement (V_s).

2.3.2 Liquéfaction dynamique

La liquéfaction dynamique se produit lorsqu'une contrainte de cisaillement est imposée en alternance sous des cycles de fréquences constantes ou variables similaires à ce qui est observé lors d'un tremblement de terre de façon à engendrer des déformations excessives (Campanella et Sy

1991). Le potentiel de liquéfaction dynamique peut être évalué en laboratoire par l'entremise d'essais de chargement cyclique. Certains appareils employés pour réaliser ces essais sont présentés en détails à la section 2.6.

Un exemple d'essais de chargement cyclique est montré à la figure 2.12. La figure 2.12a présente les courbes hystérésis (contraintes-déformations) obtenues lors d'un essai de compression triaxiale cyclique en condition non-drainée (CTU). L'éprouvette de sol testée a un indice de vide (e_c) de 0,798 et la contrainte de consolidation effective lors de l'essai est isotrope ($\sigma'_1 = \sigma'_3$) à 100 kPa. À la figure 2.12a, la contrainte en cisaillement déviatorique (σ_d) est présentée en fonction de la déformation axiale (ε_a). Lors de la phase de compression, la contrainte déviatorique et la déformation axiale sont positives ($\sigma'_1 > \sigma'_3$). L'inverse est observé lors de la phase d'extension. Le rapport des contraintes cycliques (CSR), défini comme le rapport de la contrainte en cisaillement sur la contrainte de confinement effective ($^{\sigma_d}/_{2\sigma'_3}$), est de 0.145 pour l'essai présenté à la figure 2.12. Le chargement axial est appliqué jusqu'à ce que la contrainte principale majeure (σ'_1) atteigne d'abord une valeur de 129 kPa (σ_d = 29 kPa). Par la suite, l'éprouvette est soumise à la même amplitude de chargement en mode d'extension (σ'_1=71 kPa; σ_d = -29 kPa).

La figure 2.12b présente le cheminement des contraintes effectives (p'-q) selon le diagramme de Cambridge (Ladd et Lambe 1964; Holtz et Kovacs 1981). Il y a liquéfaction lorsque la déformation axiale requise pour mobiliser la contrainte déviatorique ciblée devient illimitée (Hyde et al. 2006). On voit que la contrainte effective moyenne (p') diminue progressivement jusqu'à l'atteinte de la ligne de rupture (K_f). Lorsque le cheminement des contraintes atteint la ligne de rupture, la contrainte en cisaillement (q) diminue progressivement jusqu'à devenir nulle. Par conséquent, les déformations sont très grandes (presqu'illimitées) (Castro 1975; Vaid et Sivathayalan 2000; Vaid et al. 2001).

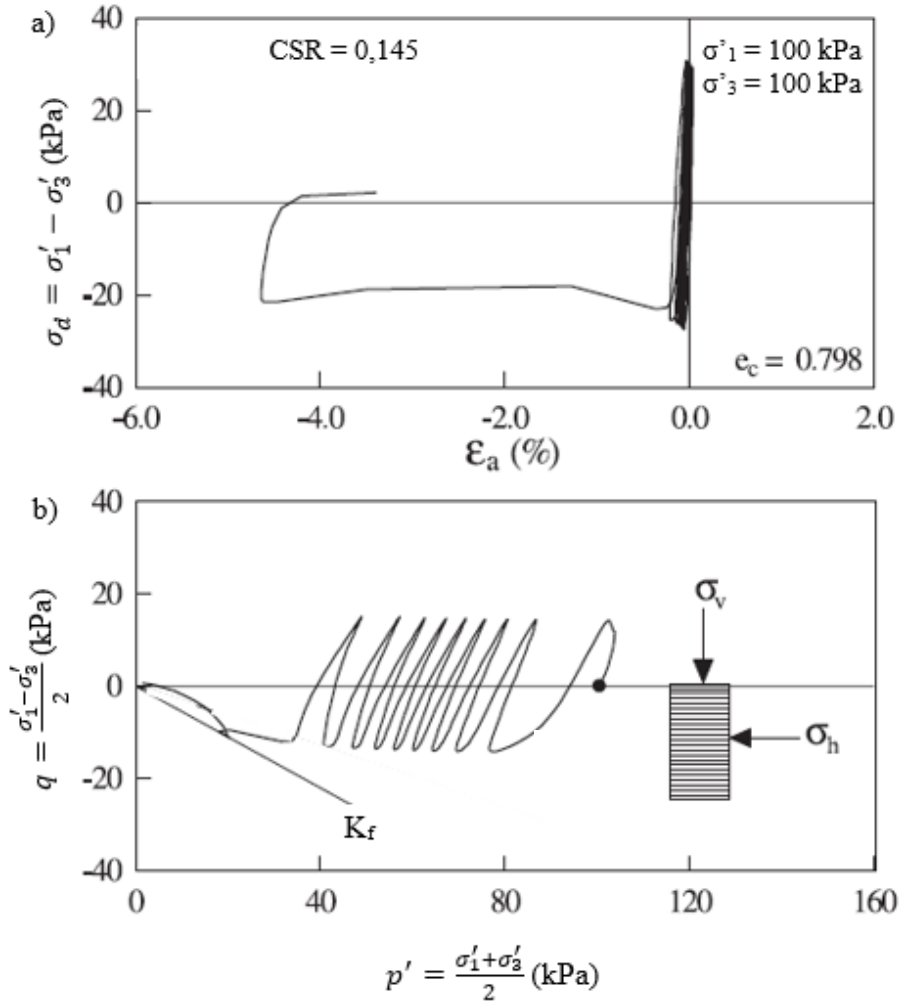


Figure 2.12: Liquéfaction dynamique en extension lors d'un essai de compression triaxiale cyclique non-drainé a) Relation contraintes-déformations, b) Cheminement des contraintes effectives (Adaptée de Vaid et Sivathayalan, 2001).

La figure 2.13 illustre le cheminement des contraintes effectives lors d'un essai CTU cyclique superposé au cheminement des contraintes effectives lors d'un essai de compression triaxiale statique (monotone) également en condition non-drainée. L'éprouvette soumise au chargement cyclique a d'abord été chargée de façon statique en condition drainée jusqu'à ce que l'état des contrainte soit équivalent à celui rencontré lors de l'essai CTU statique ($p' \approx 145$ kPa; $\sigma_d = 50$ kPa). L'essai cyclique non-drainé a alors débuté et le cheminement des contraintes effectives suit fidèlement celui lors de l'essai statique. La contrainte déviatorique diminue progressivement une fois que le cheminement des contraintes franchi la ligne d'instabilité (pic de résistance en

cisaillement lors du chargement statique). Il existe donc une compatibilité entre la résistance au cisaillement lors de chargements cycliques et statiques. Un sol qui présente un comportement contractant lors d'un chargement statique pourrait présenter la liquéfaction complète lors d'un chargement cyclique (Poulos et al. 1985; Yamamuro et Covert 2001).

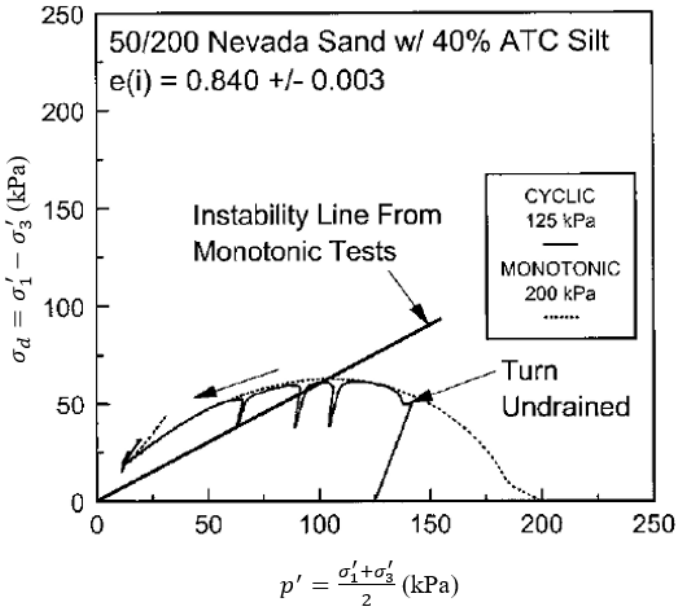


Figure 2.13: Cheminements des contraintes effectives pour un essai de chargement cyclique et un essai de chargement monotone (Adaptée de Yamamuro et Covert, 2001).

2.3.3 Mobilité cyclique

La mobilité cyclique est un autre phénomène associé aux sollicitations dynamiques. Il s'agit de l'accumulation de déformations alors que la contrainte effective devient temporairement (presque) nulle suite à la génération de pressions interstitielles en excès (Castro 1975). Lorsque la contrainte effective devient nulle et que la résistance au cisaillement est à son minimum, la résistance peut augmenter à nouveau suite aux déformations additionnelles. Après avoir atteint cet état de résistance (quasi) nulle, le sol prend un comportement dilatant (Vaid et Sivathayalan 2000; Wijewickreme et al. 2005a; Hyde et al. 2006). Les sols initialement denses sont plus susceptibles à la mobilité cyclique. La mobilité cyclique est illustrée sur la figure 2.14 en termes de variation de la contrainte effective (σ'_3) lors d'un chargement cyclique en compression triaxiale non-drainée. La mobilité cyclique est problématique dans l'éventualité ou des structures sont construites sur un

tel sol. Les pressions interstitielles en excès générées lors du chargement cyclique se dissipent par la suite et peuvent donner lieu à des expulsions de sable ou « *sand boils* » souvent accompagnées de tassements différentiels et de grandes déformations (Kramer 1996).

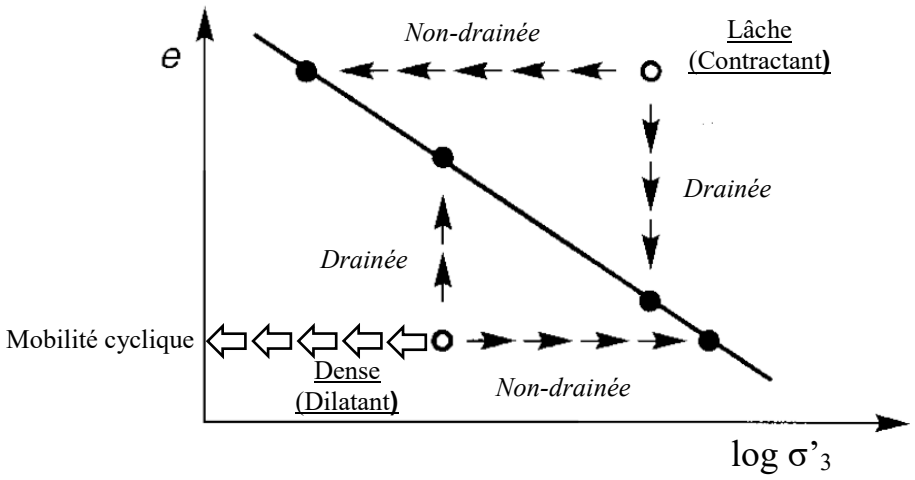


Figure 2.14: Cheminement vers l'état critique et mobilité cyclique (Adaptée de Kramer,1996).

Un exemple d'essai de chargement cyclique avec l'appareil de cisaillement simple (DSS) où il y a mobilité cyclique est présenté à la figure 2.15. Tel qu'illustré à la figure 2.15b, la contrainte verticale effective (σ'_v) diminue alors que la pression interstitielle en excès (Δu) est générée. Ici, le rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) est maximal à 0.9. Ce paramètre est basé sur un critère théorique qui postule que la liquéfaction correspond à une contrainte effective (σ'_3 lors d'essais cycliques en compression triaxiale et σ'_v lors d'essais DSS) nulle suite à la génération de pressions interstitielles en excès (Δu) équivalentes à la contrainte de confinement initiale. Ce critère peut être représenté par le rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) défini à l'équation [2.1].

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v} = \frac{\Delta u}{\sigma'_3} \qquad [2.1]$$

Lorsque $r_u = 1$, la contrainte de confinement effective est nulle et il y a liquéfaction. En théorie, la résistance au cisaillement de l'éprouvette testées est nulle lorsque $r_u = 1$, mais en pratique, il s'agit plutôt de la résistance résiduelle (Kramer 1996).

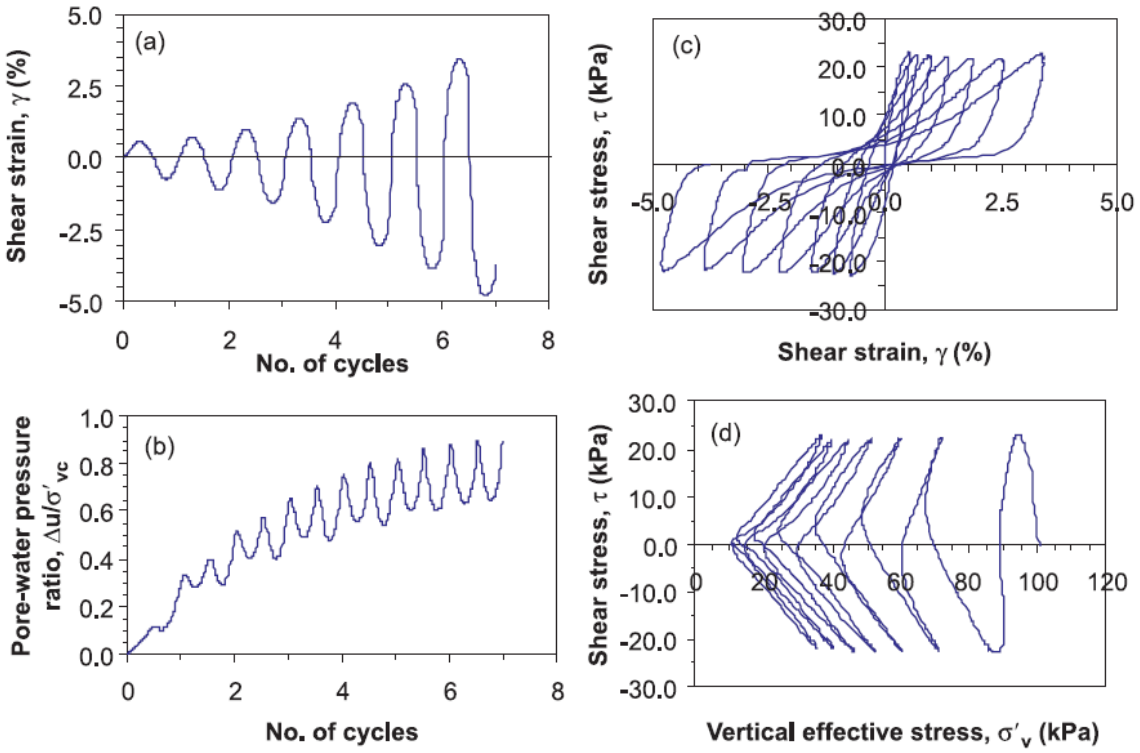


Figure 2.15: Essai de chargement cyclique avec l'appareil de cisaillement simple où il y a apparition de mobilité cyclique a) Déformation en cisaillement en fonction du nombre de cycles, b) Rapport des pressions interstitielles en excès en fonction du nombre de cycles, c) Relation contraintes-déformations (Courbes hystérésis), d) Cheminement des contraintes effectives (Tirée de Wijewickreme et al. 2005)

La figure 2.15c illustre la relation contraintes-déformations lors de l'essai de cisaillement simple et montre une mobilité cyclique au-delà du 7^{e} cycle de chargement. La contrainte en cisaillement mobilisée (τ) est faible alors que les déformations sont petites et augmente suite à des déformations en cisaillement supplémentaires. La déformation en cisaillement « *shear strain* » (γ) est définie comme le rapport entre le déplacement horizontal (δ_h) et la hauteur initiale de l'éprouvette (H). L'accumulation de déformations importantes se produit alors que la contrainte effective est proche de zéro. Le phénomène est également schématisé sur la figure 2.15d où le cheminement des contraintes effectives indique une résistance au cisaillement (τ) minimale alors que la contrainte verticale effective atteint temporairement son minimum (σ'_v = 10 kPa; r_u = 0,90). La résistance au cisaillement augmente systématiquement par la suite et peut revenir alternativement proche de sa valeur minimale avec la progression des cycles de chargement lorsque la contrainte verticale effective retourne à 10 kPa.

2.4 Facteurs qui influencent la résistance à la liquéfaction dynamique

Les facteurs qui influencent la liquéfaction dynamique de façon majeure sont la granulométrie, l'indice de plasticité (I_P) et la cohésion effective (c'), l'indice de densité (I_D) (défini à l'équation [2.2]), le degré de saturation (S_r), la contrainte de confinement effective (σ'_c), le rapport d'anisotropie (K_c) ($K_c = \sigma'_v/\sigma'_h$) et le rapport des contraintes cycliques imposées (CSR $=\tau/ \sigma'_v$). L'évaluation du potentiel de liquéfaction en laboratoire est aussi influencée par la méthode de préparation des éprouvettes et l'appareillage employé (Martin et al. 1975; Ishihara et al. 1980; Vaid et al. 1985; Prakash et Sandoval 1992; Singh 1994; Sivathayalan 1994; Vaid et Sivathayalan 2000; Brennan et Madabhushi 2005; Verdugo 2005).

2.4.1 Indice de densité et présence de particules fines

Les sables fins à moyens et saturés sont susceptibles à la liquéfaction (Seed et al. 1983; Finn et al. 1994; Idriss et Boulanger 2008). Le pourcentage de particules fines (d'un diamètre équivalent inférieur à 75 μm) contenues dans le sol a une incidence sur la résistance à la liquéfaction par l'entremise de l'effet sur l'indice de densité relative (I_D) de ce sol et des contacts grains à grains (Yamamuro et Lade 1998).

Un sol sableux formé de particules sableuses et silteuses peut être caractérisé par son indice des vides global (e), son indice des vides intergranulaires ou du squelette solide (e_s) ou son indice entre les particules fines (e_{fc}) (Thevanayagam 1998). L'indice de vide global (e) est le rapport entre le volume des vides (air et eau) sur le volume occupé par les particules solides. L'indice des vides du squelette solide (e_s) est l'indice de vide associé à la matrice de sable dans le cas où le pourcentage de particules fines ne dépasse par le pourcentage critique. Le pourcentage critique de particules fines est la proportion à partir de laquelle les grains de sables se retrouvent isolées dans le silt plutôt que de contenir les particules de silts dans leurs interstices. À partir du pourcentage critique de particules fines, la présence de particules grossières n'a plus d'effet sur le comportement du sol (Thevanayagam 2010). Il est alors question d'indice de vide entre les particules fines. Le pourcentage critique de particules fines pour un sable uniforme se trouve typiquement entre 25 et 45% (Thevanayagam 1998; Polito et Martin 2001; Chien et al. 2002).

La densité en place d'un sol peut être caractérisée par son indice de densité (I_D) qui représente l'indice de vide du sol en place (e_0) par rapport aux indices de vide maximal (e_{max}) et minimal (e_{min}). L'index de densité relative est défini par l'équation [2.2] (Holtz et Kovacs 1991).

$$I_D = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} \qquad [2.2]$$

Les travaux de Polito et Martin (2001) montrent qu'il est préférable d'utiliser l'indice de vide du squelette solide (e_s) lorsque la teneur en particules fines est inférieure à la teneur critique pour l'évaluation de la résistance cyclique des sols pulvérulents. Lorsque la teneur critique est dépassée, il est préférable d'utiliser l'indice de vide global (e) et l'indice de densité (I_D) pour indiquer l'état de compacité du sol.

La figure 2.16 montre que le rapport des résistances cycliques (CRR) pour un sable est maximal lorsqu'il n'y a aucune particule fine et est minimal à la proportion critique de particules fines. CRR est défini comme étant le rapport entre la contrainte en cisaillement et la contrainte effective (τ/σ'_v pour essais DSS et $^{\sigma_d}/_{2\sigma'_3}$ lors d'essais CTU cycliques) causant liquéfaction en un certain nombre de cycles de chargement. La résistance cyclique augmente ensuite avec la proportion de particules fines.

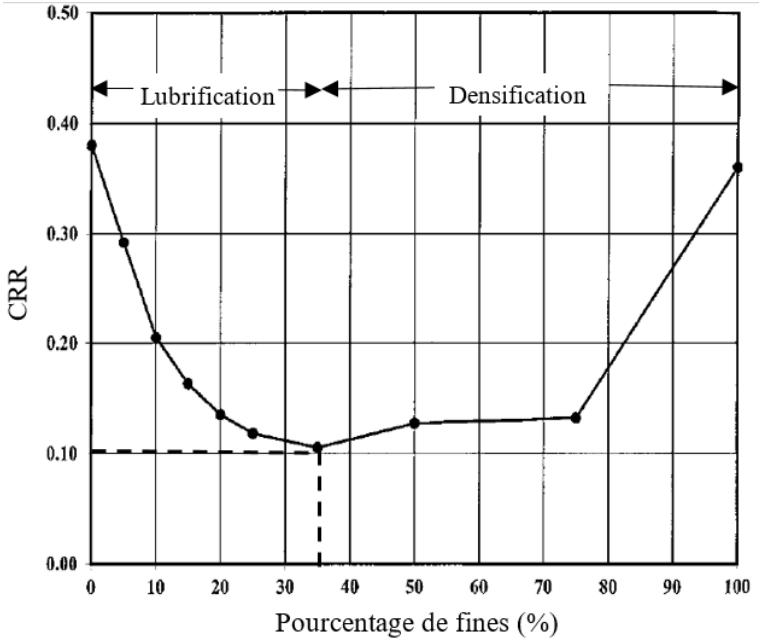


Figure 2.16: Résistance cyclique en fonction de la teneur en particules fines pour des essais à indice de vide global constant (Adaptée de Polito et Martin, 2001).

Sous la proportion de particules fines critique, les fines agissent comme un lubrifiant entre les grains plus grossiers alors qu'une fois que cette teneur critique est atteinte ou dépassée, les particules fines contribuent à la densification globale, mais empêchent les contacts entre les grains de sable (Singh 1994; Vaid 1994; Verdugo 2005; Hazirbaba et Rathje 2009).

La figure 2.17 présente les résultats d'essais CTU cycliques sur des résidus miniers sableux à un indice de vide constant de 0,85 et une contrainte de consolidation effective (σ'_3) de 196,1 kPa pour des éprouvettes préparées avec des proportions de particules fines allant de 0 à 30%. Le rapport des contraintes cycliques diminue drastiquement avec l'accroissement de la proportion en particules fines jusqu'à 30%. Cette proportion coïncide typiquement avec la proportion critique de particules fines pour les sables (Guo et Prakash 1999; Verdugo 2005). D'autres auteurs ont toutefois identifié une relation inverse qui dépend du type de particules fines (non-plastiques ou argileuses). Il n'est pas recommandé d'établir la résistance cyclique d'un sol sur la seule base des paramètres granulométriques (Finn et al. 1994).

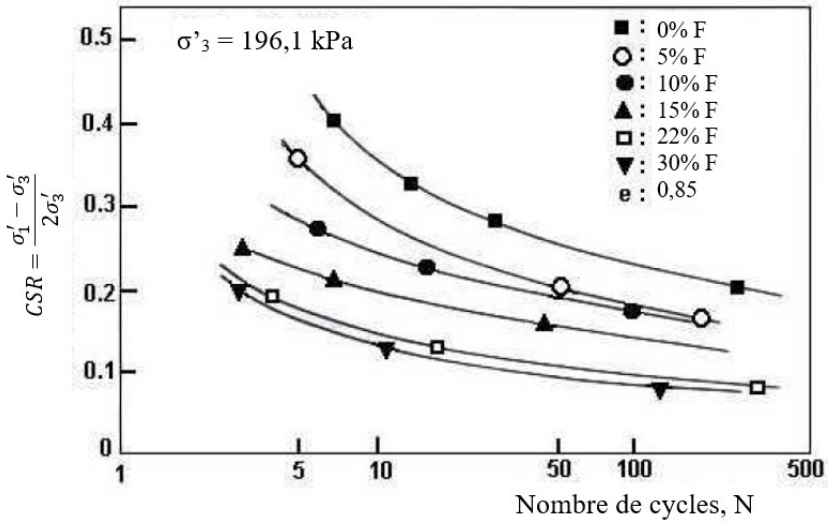


Figure 2.17: Influence de la teneur en particules fines (<75 µm) sur la résistance cyclique de résidus sableux d'une mine de cuivre (Tirée de Verdugo, 2005)

2.4.2 Contrainte de consolidation effective

L'influence de la contrainte de consolidation effective (contrainte verticale effective, σ'_v, lors d'essais DSS et contrainte de confinement effective, σ'_3, lors d'essais CTU cycliques) sur la résistance à la liquéfaction est illustrée à la figure 2.18. Pour de faibles indices de densité (I_D), la

contrainte effective a un effet mineur alors que pour de plus fortes densités, l'augmentation de la contrainte de consolidation effective engendre une diminution du rapport des résistances cycliques (CRR) accrue. L'augmentation de la contrainte de confinement engendre une augmentation de la résistance au cisaillement maximale, mais celle-ci est accompagnée d'une augmentation de tendance à la contraction (Yamamuro et Lade 1997). Ainsi, un échantillon consolidé à une contrainte effective élevée peut se liquéfier en raison des pressions interstitielles en excès importantes (Alarcon-Guzman et al. 1988; Vaid et al. 2001). Le rapport des résistances cycliques diminue typiquement avec l'augmentation de la contrainte de confinement effective. Ceci est attribuable à une tendance accrue à la contraction qui peut surpasser les effets de l'augmentation de la densité sur la résistance au cisaillement d'un sol (Vaid et Sivathayalan 1996; Yamamuro et Covert 2001; Wijewickreme et al. 2005a).

De plus, la non-linéarité entre l'augmentation du module de cisaillement maximal (G_{max}) et l'augmentation de la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) avec la contrainte effective engendre une diminution du rapport des résistances cycliques (CRR) causant liquéfaction en un nombre de cycles de chargement donné une fois τ_{max} normalisée par la contrainte effective en place (Hynes et al. 1998). L'effet de la contrainte de consolidation peut difficilement être évalué individuellement et doit être analysé en tenant compte de l'indice de densité, particulièrement pour les sols denses.

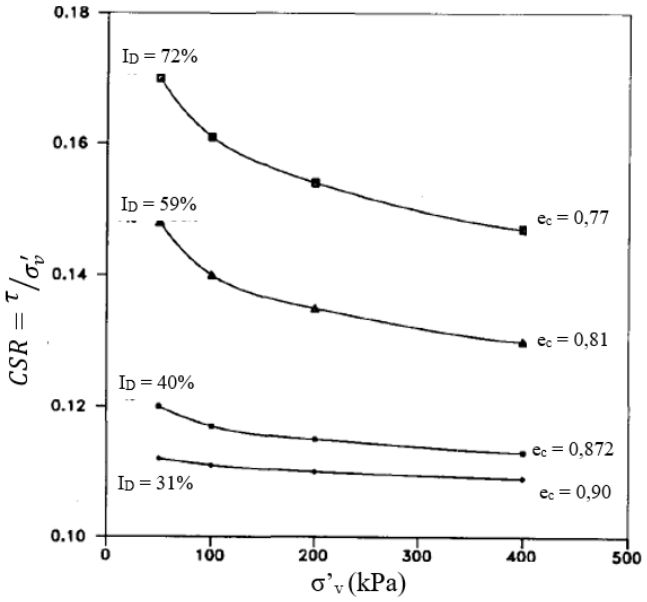


Figure 2.18: Influence de la contrainte de consolidation effective sur le comportement d'un sable propre soumis à un cisaillement cyclique en condition non-drainée (Adaptée de Vaid et Sivathayalan, 1996)

2.4.3 Préparation des éprouvettes

Pour les matériaux fins et non-plastiques, quatre principales méthodes de préparation en laboratoire sont couramment utilisées : Le tamponnage humide « *Moist-tamping* », la pluviation à l'air « *Air pluviation* », la pluviation dans l'eau « *Water pluviation* » et une déposition hydraulique « *Slurry deposition* ». La méthode de tamponnage humide permet un contrôle de la densité initiale des échantillons. La pluviation à l'air produit des échantillons initialement lâches et les méthodes de déposition hydrauliques produisent des échantillons plus denses après consolidation que pour les méthodes précédentes (Ishihara et al. 1980; Sivathayalan 1994; Hazirbaba 2005). Pour le tamponnage humide et la pluviation dans l'air, l'homogénéité des échantillons est habituellement acceptable, mais les contacts entre les grains ne sont pas nécessairement représentatifs de l'état du sol in situ puisqu'ils sont saturés après la mise en cellule et l'application d'une contre-pression est souvent requise pour assurer un degré de saturation élevé. La méthode de tamponnage humide produit typiquement des éprouvettes contractantes avec une structure ouverte (due à l'agglomération des grains) alors que les méthodes de pluviation dans l'eau et de déposition hydraulique peuvent produire des éprouvettes dilatantes à indices de vides équivalents (Vaid et Sivathayalan 2000). La méthode de pluviation dans l'eau est cependant sensible à la hauteur de chute des particules; pour un sol étalé, il peut aussi y avoir ségrégation avec cette méthode. La méthode de déposition hydraulique représente assez bien l'état de sables marins et de remblais hydrauliques. Cette méthode produit des échantillons relativement homogènes en comparaison aux autres méthodes si la teneur en eau (w) n'est pas trop élevée (Kuerbis et Vaid 1988; Poncelet 2012).

Il est primordial d'employer une méthode de préparation des éprouvettes en laboratoire qui permet une bonne représentation de l'état du sol in situ puisque celle-ci peut avoir un effet sur sa réponse face à un effort en cisaillement. Le comportement observé en laboratoire est alors mieux représentatif du comportement réel du sol.

La figure 2.19 présente trois essais de cisaillement simple sur des éprouvettes de sable minier préparées par tamponnage humide, pluviation à l'air et pluviation dans l'eau respectivement. La contrainte verticale effective (σ'_v) lors des essais est constante à 200 kPa et l'indice de vide (e_c) varie faiblement entre 0,767 et 0,777. Pour des conditions d'essai équivalentes, la réponse de l'éprouvette préparée par tamponnage humide est une liquéfaction complète alors que celle de

l'éprouvette préparée par pluviation dans l'eau est dilatante. L'éprouvette préparée par pluviation à l'air présente une liquéfaction limitée puisqu'au-delà d'une déformation en cisaillement (γ) de 12%, la résistance au cisaillement (τ) augmente légèrement.

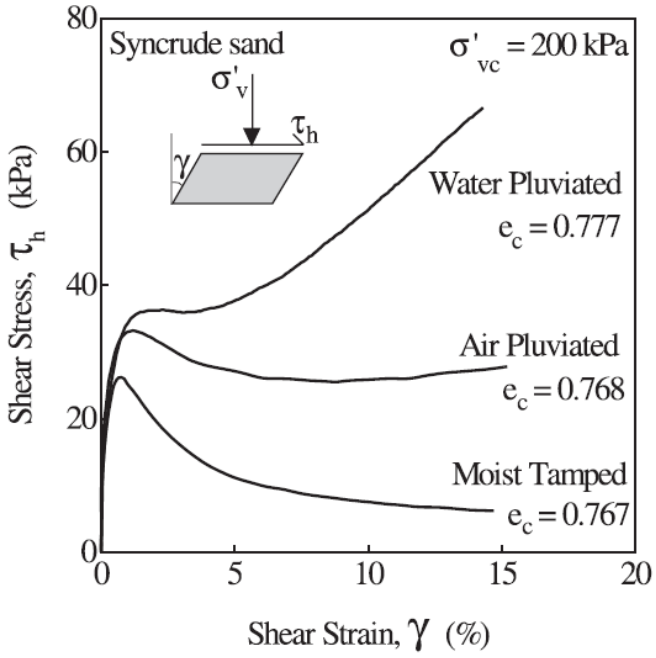


Figure 2.19: Influence de la méthode de déposition sur la réponse en cisaillement simple d'un sable minier à contrainte effective et indices de vide constants (Tirée de Vaid et Sivathalayan, 2000).

2.5 Propriétés des résidus miniers

Plusieurs ouvrages décrivent le comportement des résidus miniers par le biais d'essais de caractérisation conventionnels et non conventionnels. Les résidus de la mine Canadian Malartic faisant l'objet du présent projet de recherche ont été caractérisés dans le passé dans le cadre de travaux de maîtrise et de doctorat à Polytechnique Montréal (L.-Bolduc 2012; Poncelet 2012; Contreras 2013; Narvaez 2013; Essayad 2015).

Les propriétés typiques des résidus de mines de roches dures et de mines d'or sont semblables à celles des silts et des silts sableux. L'angle de frottement interne varie entre 30 et 38° et la conductivité hydraulique saturée est de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-6} cm/s. La densité relative des grains (D_r) peut atteindre 4 en raison des métaux résiduels présents dans ceux-ci, mais est généralement comprise entre 2,6 et 2,9 (Vick 1990; Aubertin et al. 1996; Aubertin et al. 2002a;

Bussière 2007). Une synthèse des ouvrages faisant le recensement des propriétés des résidus miniers est présentée à l'Annexe A.

2.5.1 Granulométrie

La plupart des résidus de mines de roches dures ont une proportion de particules fines (d'un diamètre équivalent inférieur à 75 µm) variant entre 60 et 100%, avec des grains fortement angulaires (Aubertin et al. 1996; Aubertin et al. 2002a; Bussière 2007). Les courbes granulométriques des résidus de la mine Canadian Malartic issues des essais de caractérisation menés par L.-Bolduc (2012), Poncelet (2012), Contreras (2013), et Essayad (2015), sont présentées à la figure 2.20 et les paramètres granulométriques de ces résidus sont résumés au tableau 2.1. La proportion de particules fines de ces résidus est supérieure à 96% dans tous les cas. Il est intéressant de noter que les résidus de la mine Canadian Malartic comportaient plus de particules sableuses en date de 2015 que par le passé.

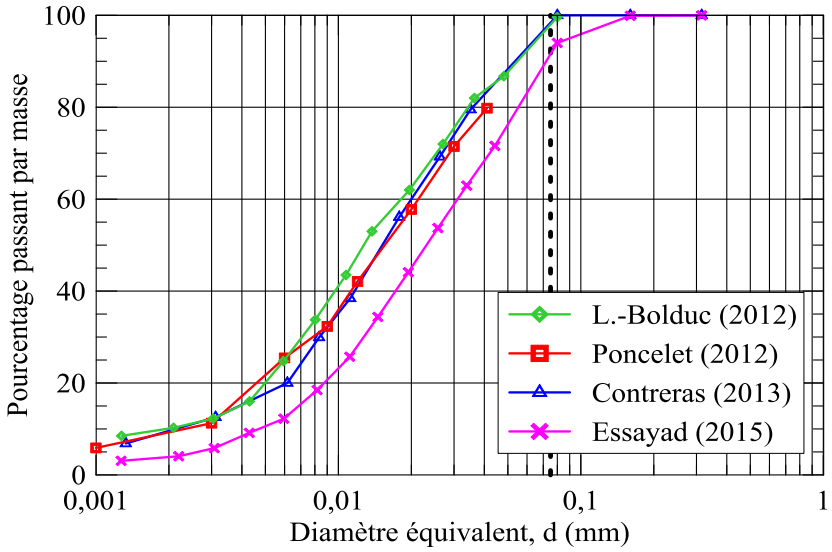


Figure 2.20: Courbes granulométriques des résidus de la mine Canadian Malartic étudiés lors de travaux antérieurs à Polytechnique.

Les granulométries de ces résidus de la mine Canadian Malartic sont typiques des résidus de mines de roches dures exploitant des gisements aurifères (Aubertin et al. 1996; Qiu et Sego 2001; Bussière 2007). Des valeurs caractéristiques sont rapportées aux tableaux 2.1 et 2.2. Le coefficient

d'uniformité (C_U) est défini comme étant le rapport du diamètre équivalent à 60% passant par masse (D_{60}) sur le diamètre équivalent à 10% passant pas masse (D_{10}). Le coefficient de courbure (C_C) est défini comme étant de rapport du carré diamètre équivalent à 30% passant par masse sur le produit des diamètres équivalents à 10 et 60% passant par masse (Holtz et Kovacs 1991).

Tableau 2.1 : Propriétés granulométriques des résidus de la mine Canadian Malartic étudiés lors de travaux antérieurs à Polytechnique.

Propriétés	**L. Bolduc (2012)**	**Poncelet (2012)**	**Contreras (2013)**	**Essayad (2015)**
D_{10} (mm)	0,0021	0,0023	0,0022	0,0046
D_{30} (mm)	0,0071	0,0080	0,0083	0,012
D_{50} (mm)	0,0119	0,0143	0,0141	0,0232
D_{60} (mm)	0,020	0,021	0,0200	0,033
$C_C = {D_{60}}/{D_{10}}$	1,23	1,43	1,57	0,95
$C_U = {D_{30}^2}/{D_{10}D_{60}}$	9,29	9,13	9,09	7,17
% fines (< 75 µm)	100	100	100	96

Tableau 2.2 : Propriétés typiques des résidus de mines de roches dures.

Propriétés	**Aubertin et al. (1996)**	**Qiu et Sego (2001)**	**Bussière (2007)**	
			9 mines au Canada	*13 mines au Québec*
D_{10} (mm)	0,0033 à 0,0055	0,005	0,001 à 0,004	0,0009 à 0,0060
D_{30} (mm)	0,011 à 0,016	0,019	N/D	N/D
D_{60} (mm)	0,035 à 0,070	0,054	0,01 à 0,05	0,01 à 0,08
$C_C = {D_{60}}/{D_{10}}$	0,7 à 2,1	1,3	N/D	N/D
$C_U = {D_{30}^2}/{D_{10}D_{60}}$	8 à 18	11	8 à 18	10 à 30
% fines (< 75 µm)	70	81,3	70 à 97	60 à 100

2.5.2 Classification

Les résidus de la mine Canadian Malartic sont classifiés comme étant du silt inorganique de faible plasticité (ML) ou du sable très fin selon le système de classification unifié des sols (USCS) (Holtz et Kovacs 1991). Cette classification correspond aux résidus typiques de mines de roches dures

canadiennes. Plusieurs rejets de concentrateur provenant des mines adjacentes au site de Canadian Malartic sont identifiés de la même façon (Bussière 2007; James 2009; Saleh Mbemba 2010).

2.5.3 Densité relative des grains

Typiquement, la densité relative des grains (D_r) des résidus miniers de mines d'or se situe entre 2,6 et 2,9 (Bussière 2007). Cependant, plusieurs études rapportent des densités relatives des grains allant jusqu'à 3 et même 4 dans certains cas. Ces grandes valeurs sont attribuables à la présence de métaux contenus dans les résidus (Ishihara et al. 1980; Garga et McKay 1984; Wijewickreme et al. 2005a; James et al. 2011; Geremew et Yanful 2012). Les résidus de la mine Canadian Malartic caractérisés par L.-Bolduc (2012), Poncelet (2012), Contreras (2013) et Essayad (2015) présentent des valeurs de densité relative des grains de 2,73, 2,76, 2,75 et 2,75, respectivement. Ces valeurs sont également typiques de celles des silts naturels (Holtz et Kovacs 1991).

2.5.4 Conductivité hydraulique et paramètres de consolidation

La consolidation des résidus miniers est relativement lente en raison de leur faible conductivité hydraulique et de leur forte teneur en eau initiale. Les valeurs typiques de la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) des résidus miniers varient entre 10^{-4} à 10^{-6} cm/s. Pour les résidus de mines d'or, la conductivité hydraulique peut être plus faible de près d'un ordre de grandeur, soit entre $2{,}2 \times 10^{-7}$ et $9{,}8 \times 10^{-5}$ cm/s (Aubertin et al. 1996; Qiu et Sego 2001; Bussière 2007; Saleh Mbemba 2010). Les valeurs rapportées dans les mémoires portant sur les résidus de la mine Canadian Malartic s'inscrivent dans cette plage de valeurs et sont résumées au tableau 2.3. Les indices des vides minimal (e_{min}) et maximal (e_{max}) rapportées au tableau 2.3 sont respectivement issus de l'essai de compaction de type Proctor modifié (ASTM-D1557-12 2012) et de l'essai normalisé de densité minimale (ASTM-D4254-16 2016)

La valeur typique du coefficient de consolidation (c_v) des résidus miniers de roches dures varie de 10^{-3} à 0,1 cm²/s, mais peut atteindre 2,82 cm²/s pour des résidus plus grossiers (Aubertin et al. 1996). Les indices de compression (c_c) et de recompression (c_r) ont des valeurs typiques allant de 0,05 à 0,3 et de 0,003 à 0,03 respectivement. Qiu et Sego (2001) indiquent que la valeur de

l'indice de compression (c_c) varie entre 0,083 et 0,156 pour des rejets de concentrateur de mines d'or.

Tableau 2.3 : Conductivité hydraulique saturée et paramètres de consolidation des rejets de concentrateur de la mine Canadian Malartic étudiés lors de travaux antérieurs à Polytechnique.

Propriétés	L. Bolduc (2012)	Poncelet (2012)	Contreras (2013)	Essayad (2015)
k_{sat} (cm/s)	$1{,}1x10^{-5}$ à $3{,}9x10^{-5}$	$2{,}0x10^{-5}$	$8{,}3x10^{-6}$ à $8{,}7x10^{-5}$	$3{,}2x10^{-5}$
c_v (cm²/s)	0,01 à 3	0,01 à 3	0,63 à 0,76	0,19 à 2,77
c_c	0,0028 à 0,314	0,029 à 0,089	0,051 à 0,42	0,057 à 0,12
c_r	N/D	N/D	N/D	0
e_{min}	0,59 à 0,61	0,60	0,56 à 0,54	N/D
e_{max}	0,87 à 1,08	1,60	1,51 à 1,60	N/D

Les indices de vide minimal et maximal des résidus de la mine Canadian Malartic testés à Polytechnique Montréal varient globalement entre 0,54 et 1,60 respectivement. Aubertin et al. (2002a) mentionnent des indices de vide minimal et maximal allant de 0,6 à 1,7 pour des résidus de mines de roches dures. L'indice de vide minimal peut être moins grand si les résidus sont compactés de façon appropriée. L'indice de vide maximal des résidus miniers est légèrement supérieur à ce qui est retrouvé dans les silts naturels en raison de l'angularité des particules (Prakash et Sandoval 1992).

2.5.5 Résistance au cisaillement et relation contrainte-déformation

La résistance au cisaillement est à la base de la problématique liée au phénomène de liquéfaction. Les résidus de mines de roches dures sont des matériaux non-plastiques avec une cohésion effective (c') nulle (ou généralement très faible). La résistance au cisaillement de ces matériaux dépend intrinsèquement de l'angle de frottement interne ($\boldsymbol{\phi}$'), de la contrainte effective et de l'indice de densité en place (Chen et Van Zyl 1988; Verdugo 2005).

La figure 2.21 présente les essais de compression triaxiale en condition non-drainée sur les résidus de la mine Canadian Malartic menés par Poncelet (2012). La figure 2.21a illustre la contrainte déviatorique en cisaillement (σ_d) en fonction de la déformation axiale (ε_a). Pour une

contrainte de consolidation importante, la contrainte déviatorique en cisaillement mobilisée est également grande. La figure 2.21b présente la pression interstitielle en excès (Δu) générée lors du chargement en cisaillement déviatorique. Suite à une augmentation initiale de la pression d'eau avec les déformations axiales, la pression interstitielle en excès diminue et la contrainte déviatorique continue d'augmenter. Pour les essais RMQS004 et RMQS002 menés à des contraintes de confinement effective (σ'_3) de 20 kPa et 55 kPa respectivement, la pression interstitielle en excès devient négative. Par le fait même, la contrainte de confinement effective devient donc supérieure à la contrainte de confinement initiale. Ceci témoigne d'un comportement dilatant (Yamamuro et Lade 1998; Yoshimine et al. 1999).

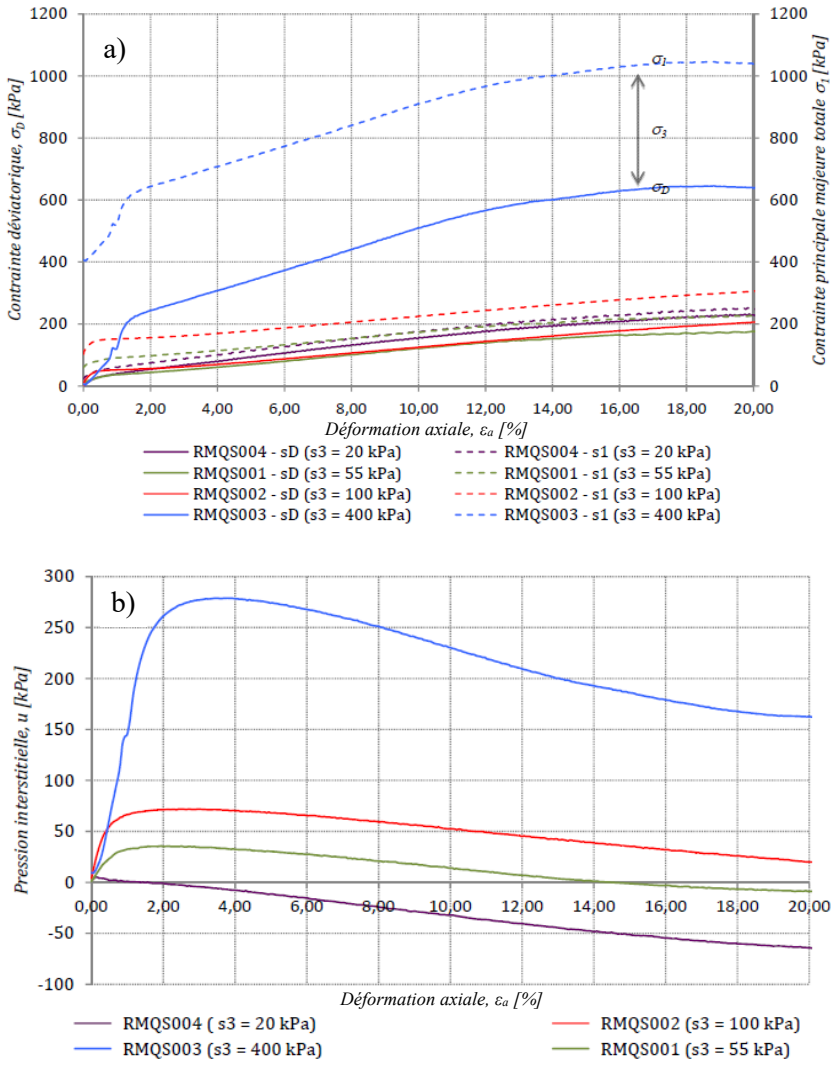


Figure 2.21: Résultats d'essais de compression triaxiale en condition non-drainée sur les résidus de la mine Canadian Malartic a) Relation contrainte-déformation, b) Pression interstitielle en excès (Tirée de Poncelet, 2012)

L'angle de frottement interne (ϕ') peut être déterminer à partir du cheminement des contraintes effectives (p'-q) lors d'essais de cisaillement. La figure 2.22 présente la ligne de rupture (K_f) établie lors des essais menés par Poncelet (2012) présentés à la figure 2.21. La ligne de rupture intersecte les points de résistances maximales lors des essais non-drainés et son inclinaison est l'angle de frottement à volume constant (ϕ_{cv}). L'angle de frottement interne effectif est alors calculé à partir de l'équation [2.3] (Holtz et Kovacs 1991).

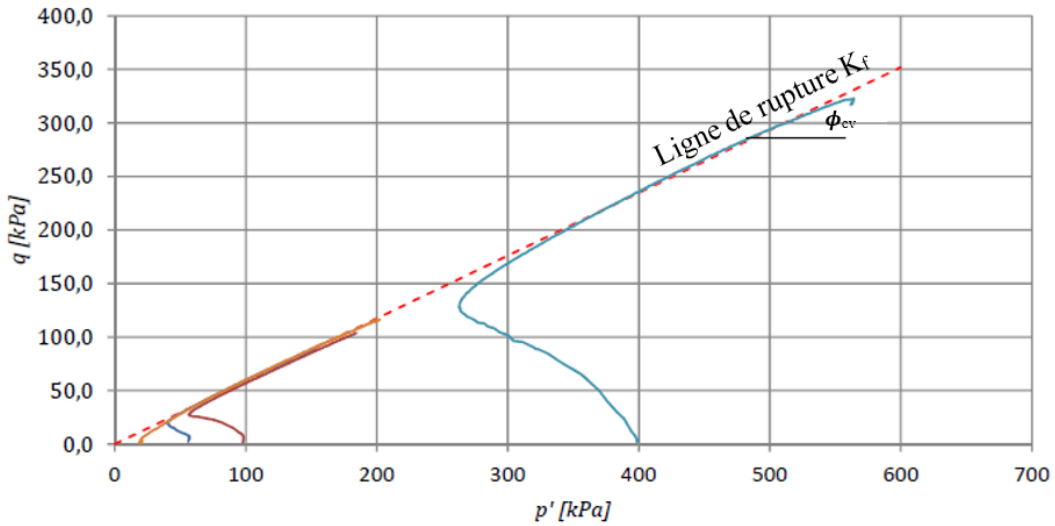


Figure 2.22: Cheminement des contraintes effectives lors des essais de compression triaxiale en condition non-drainée menés sur les résidus de la mine Canadian Malartic (Adaptée de Poncelet, 2012)

$$\phi' = sin^{-1}(tan\phi_{cv}) \qquad [2.3]$$

L'angle de frottement interne effectif à volume constant (ϕ_{cv}) issu des travaux de Contreras (2013) est de 31°. L'angle de frottement interne effectif (ϕ') est alors de 36,8° selon l'équation [2.3]. Poncelet (2012) rapporte un angle de frottement interne effectif de 35,9° pour le même matériau. Les résidus miniers de la mine Canadian Malartic ont un angle de frottement interne effectif qui s'apparente à celui de sables angulaires lâches ou moyennement denses (Holtz et Kovacs 1991). James et al. (2011) rapportent un angle de frottement interne de 36,6° pour des résidus d'une mine de roche dure au Québec. Qiu et Sego (2001) indiquent quant à eux des valeurs de ϕ' variant de 30 à 34°. La valeur de l'angle de frottement interne pour des résidus de mines de roches dures se situe typiquement entre 30 et 42° (Aubertin et al. 1996; Aubertin et al. 2002a; Aubertin et al. 2002b; Bussière 2007; Aubertin et al. 2011).

2.5.6 Module de cisaillement et facteur d'amortissement

Le module de cisaillement (G) mesuré durant les essais cycliques est la pente sécante entre l'extrémité de la courbe contraintes-déformations (hystérésis) et l'origine. Lors d'essais de chargement statiques, le module de cisaillement est défini comme la pente entre la contrainte en cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement (γ) ou « *backbone curve* » (Matasović et Vucetic 1993; Oztoprak et Bolton 2013). La figure 2.23 illustre le calcul du module de cisaillement et du facteur d'amortissement lors d'un essai de cisaillement.

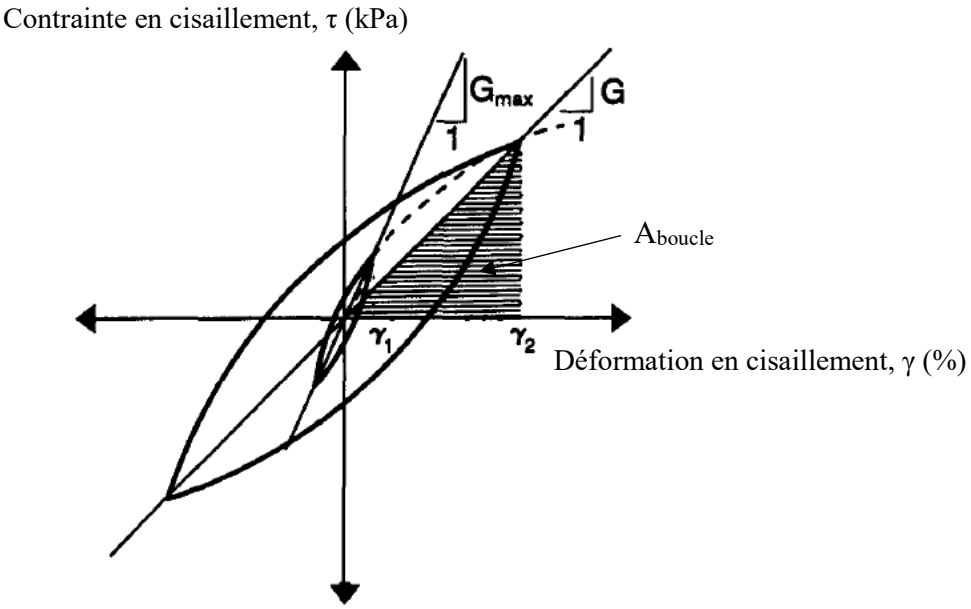


Figure 2.23: Détermination du module de cisaillement et du facteur d'amortissement lors d'un essai de cisaillement simple cyclique (Adaptée de Rollins et al. 1998)

Les sols ont un comportement quasi-élastique pour des déformations en deçà de la déformation limite entraînant des déplacements permanents (Ladd et al. 1989; Hazirbaba et Rathje 2009; Baziar et Sharafi 2011). Ainsi, le module en cisaillement maximal (G_{max}) est la pente tangente à la courbe contraintes-déformations. Il est mesuré à petite déformation (ε_a pour lors d'essais CTU et γ lors d'essais de cisaillement simple), typiquement de l'ordre 10^{-4}% (Rollins et al. 1998). Le facteur d'amortissement (D) est proportionnel à l'aire contenue dans les courbes hystérésis et sous la courbe contrainte-déformation lors d'essais monotones. G et D sont dépendants de la déformation du sol et l'accroissement des déformations réduit le module de cisaillement alors que le facteur d'amortissement augmente (Seed et al. 1986). Le facteur d'amortissement (D) est calculé à partir

de l'équation [2.5] où A_{boucle} est la zone hachurée sur la figure 2.23 est exprimée en J/m³. Le module de cisaillement (G) est typiquement exprimé en Pa alors que le facteur d'amortissement (D) est adimensionnel.

$$D = \frac{1}{2\pi}\frac{A_{boucle}}{G\gamma^2} \qquad [2.4]$$

James (2009) a évalué le module de cisaillement maximal des résidus miniers d'un site adjacent à celui de Canadian Malartic à 50 MPa. Pour ce matériaux cette valeur serait indépendante de la contrainte de consolidation effective (σ'_v) lors d'essais DSS non-drainés. Cependant, le module de cisaillement a tendance à décroître moins rapidement sous de grandes déformations avec une augmentation de la contrainte verticale effective, tel qu'indiqué à la figure 2.24. L'indice de densité (I_D) influence aussi cette tendance (Jafarzadeh et Sedeghi 2010).

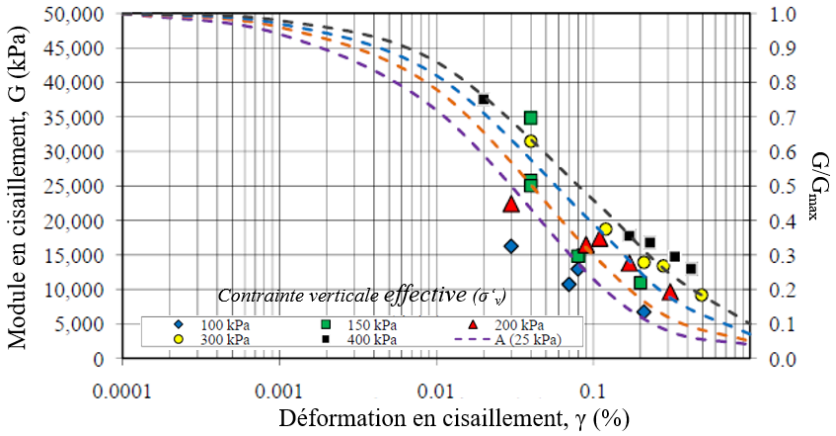


Figure 2.24: Module de cisaillement pour des résidus d'une mine polymétalliques (Adaptée de James, 2009).

Il est possible d'estimer la valeur du module de cisaillement maximale (G_{max}), en Pa, à partir de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s). La relation entre V_s et le module de cisaillement maximal peut être définie par l'équation [2.5] où ρ est la masse volumique totale du sol en place exprimée en kg/m³ et V_s est la vitesse des ondes de cisaillement en m/s. La mesure des V_s est liée au module de cisaillement maximale puisque les ondes de cisaillement produisent de très faibles déformations lors de leur passage dans un dépôt (Andrus et Stokoe 2000; Troncoso et Garcés 2000).

$$G_{max} = \rho V_s^2 \qquad [2.5]$$

2.6 Essais de chargement cycliques

L'appareil de cisaillement simple et l'appareil de compression triaxiale se trouvent parmi les appareils les plus utilisés pour la réalisation d'essais de chargement cycliques en laboratoire. Ces appareils comportent des avantages et des désavantages quant à l'évaluation de la résistance cyclique. L'appareil triaxial-simple shear (TxSS) combine les caractéristiques de ces deux types d'appareils.

2.6.1 Appareil de compression triaxiale

L'appareil de compression triaxiale est communément utilisé dans le cadre d'essais de laboratoire. Les échantillons sont isolés dans une membrane imperméable et supportée par une pression de confinement cellulaire (σ_3) et une contrainte axiale (σ_1). Il est possible de mener des essais de cisaillement en condition consolidée et non-drainée sur des échantillons saturés (ASTM-D4767-11 2011). Le degré de saturation (S_r) est évalué avec le coefficient des pressions interstitielles de Skempton (B) défini comme étant le rapport entre l'incrément de la pression interstitielle en excès (Δu) par rapport à l'incrément de la pression de confinement cellulaire ($\Delta\sigma_3$) (Holtz et Kovacs 1981). Une contre-pression qui consiste en une pression interstitielle initiale (u) peut être appliquée au besoin dans le but de saturer les éprouvettes en laboratoire. Les éprouvettes peuvent être consolidées sous une contrainte effective isotrope ($\sigma'_1 = \sigma'_3$) ou anisotrope ($\sigma'_1 > \sigma'_3$). Durant les essais, la pression de confinement cellulaire (σ_3) demeure constante et la contrainte axiale (σ_1) est variée pour produire une contrainte en cisaillement déviatorique ($\sigma_d = \sigma'_1 - \sigma'_3$). La contrainte en cisaillement se développe sur le plan de rupture faisant un angle par rapport à l'horizontale de $45^o \pm \boldsymbol{\phi}'/2$ par la différence entre la contrainte axiale (principale majeure effective; σ'_1) et la contrainte de confinement cellulaire (principale mineure effective; σ'_3) (Bhatia et al. 1985).

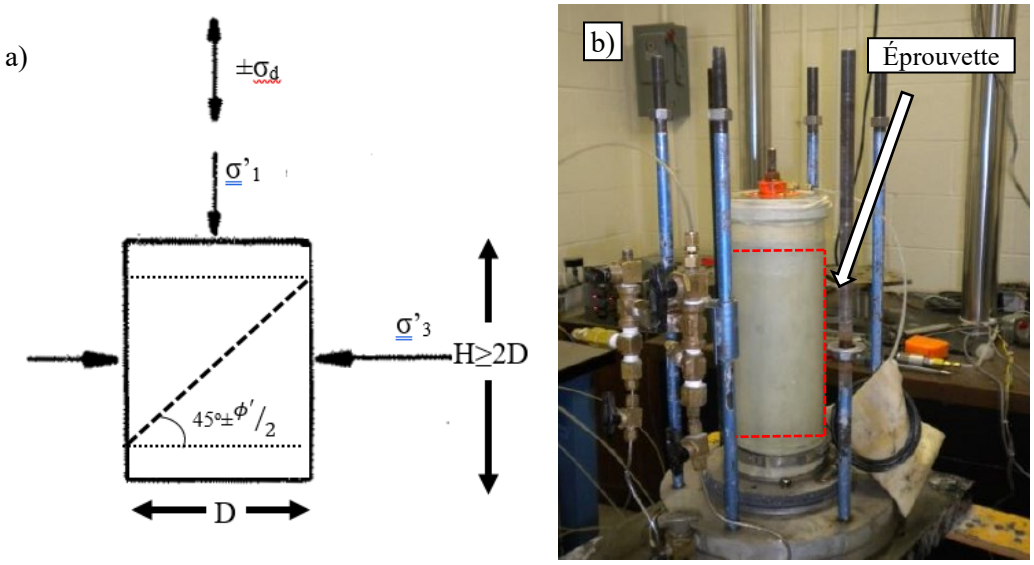


Figure 2.25: a) Schéma des efforts lors d'un essai de compression en cellule triaxiale sur une éprouvette cyclique (Adaptée de Bhatia et al. 1985), b) Exemple d'éprouvette de résidus miniers préparée pour un essai de compression triaxiale (Adaptée de Contreras, 2013).

Lors des essais cycliques avec compression et extension triaxiale, il y a une rotation instantanée des contraintes principales d'un angle de 90° alors que l'échantillon passe de la phase de compression ($\sigma'_1 > \sigma'_3$) à la phase d'extension ($\sigma'_1 < \sigma'_3$). La rotation instantanée des contraintes principales est observée lors d'essais en conditions isotropes et lors d'essais en conditions anisotropes lorsque la variation de la contrainte axiale est supérieure à la contrainte déviatorique initiale (Hyde et al. 2006). La réponse d'un sol peut être différente lorsque l'essai se déroule en phase de compression par rapport à la phase d'extension et cela affecte la résistance cyclique en termes de génération de la pression interstitielle en excès et de la résistance au cisaillement mobilisée (Vaid 1994).

La contre-pression appliquée pour assurer la saturation quasi complète des échantillons pourrait aussi influencer la mesure de la résistance cyclique. Xia et Hu (1991) ont démontré que la contre-pression peut augmenter la résistance cyclique d'éprouvettes de sable testées en condition non-drainée lors d'essais de compression triaxiale cycliques. Poncelet (2012) a vérifié que le nombre de cycles de chargement requis pour causer la liquéfaction sur des éprouvettes saturées de sable Demers était près de trois fois plus grand lorsqu'une contre-pression de 100 kPa était appliquée par rapport à un contre-pression nulle. Okamura et Soga (2006) ont quant à eux observé

que la résistance à la liquéfaction dynamique de sables partiellement saturés diminuait légèrement avec l'augmentation de la contre-pression.

2.6.2 Appareil de cisaillement simple

De nos jours, les essais cycliques sont conduits principalement avec l'appareil de cisaillement simple puisque l'application de la charge reproduit mieux la propagation verticale des ondes de cisaillement au sein d'un dépôt de sol lors d'un séisme (Bhatia et al. 1985; Kramer 1996). L'appareil de cisaillement simple comporte deux variantes; l'appareil de type Roscoe (Roscoe 1953) et l'appareil du Norwegian Geotechnical Institute (NGI) (Bjerrum et Landva 1966). L'appareil du NGI comporte une membrane imperméable renforcée par des câbles d'acier alors que l'appareil de type Roscoe comporte une boîte métallique à parois rigides. Dans les deux cas, l'application de l'effort en cisaillement se fait horizontalement (Budhu 1984). La figure 2.26 présente les efforts induits à une unité de sol lors du passage des ondes de cisaillement en analogie à l'application de la charge lors d'essais de cisaillement simple.

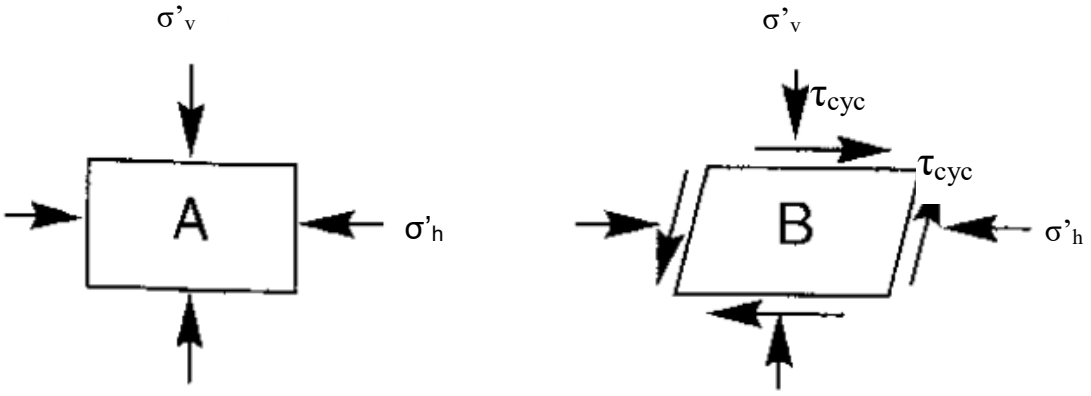


Figure 2.26: Schéma bidimensionnel des contraintes induites par la propagation verticale des ondes de cisaillement lors d'un séisme a) Conditions initiales, b) Cisaillement (Direction 1) (Adaptée de Kramer, 1996).

Un avantage de l'appareil de cisaillement simple est qu'il permet la rotation des contraintes représentative du cisaillement induit in situ à l'approche du plan de rupture ainsi que l'atteinte naturelle de l'état K_0 lors de la consolidation des éprouvettes. Un désavantage majeur est que les essais en condition non-drainée ne sont pas conduits sur des échantillons véritablement saturés.

Le volume constant est fixé par les conditions frontières de l'appareil. Dans le cas de l'appareil de type Roscoe, les frontières latérales rigides et fixes ne peuvent pas se déformer en flexion tout comme les frontières supérieures et inférieures. Avec l'appareil du NGI, les déformations latérales sont empêchées par les renforts en acier dans la membrane. La frontière supérieure est fixée en place de façon à empêcher tous déplacements verticaux. Ainsi, le changement de volume durant l'essai est quasi nul est et la pression interstitielle en excès est dérivée de la variation de la force mesurée sur la plaque supérieure de l'appareil. Avec l'appareil de type NGI, il y a possibilité d'une légère expansion de la membrane entre les câbles d'acier (Bhatia et al. 1985; Budhu 1988). Avec l'appareil de type Roscoe, la concentration de contraintes le long des parois rigides peut empêcher l'uniformité de la contrainte en cisaillement sur le plan horizontal et même mener à un certain remaniement des échantillons lors de l'essai (Budhu 1984).

La figure 2.27a illustre un chargement typique lors d'un essai de cisaillement simple avec l'appareil de type Roscoe et la figure 2.27b présente l'appareil de type NGI à membrane circulaire renforcée. Budhu (1984) rapporte que des contraintes non-uniformes sont développées dans l'éprouvette et que la résistance en cisaillement mobilisée dans le tiers central (noyau) peut être sous-estimées lors d'essais avec les deux appareils.

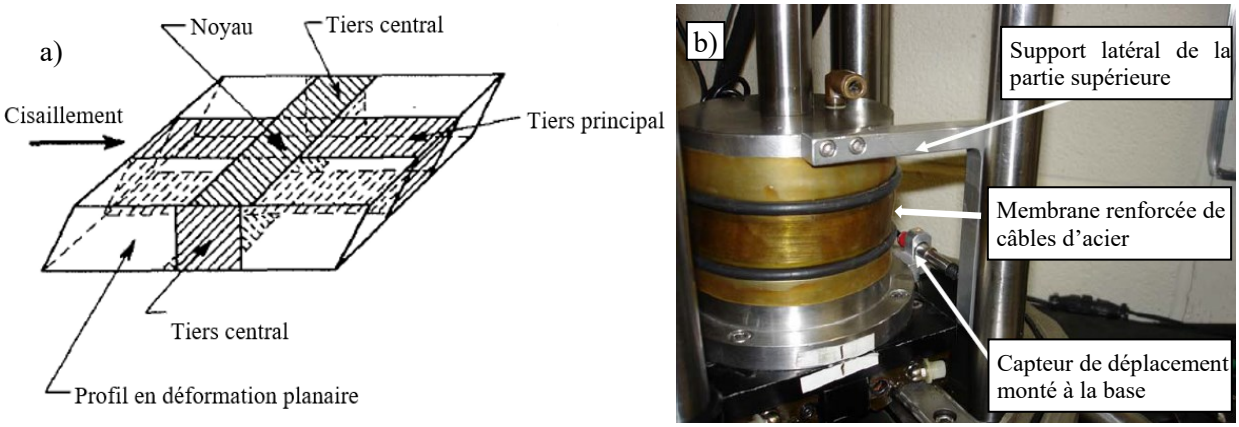


Figure 2.27: a) Efforts en cisaillement dans le tiers central avec l'appareil de type Roscoe (Adaptée de Budhu, 1984), b) Photo de l'appareil de type NGI (Adaptée de Hazirbaba, 2005).

L'équivalence entre les résistances cycliques obtenues avec l'appareil de compression triaxiale et l'appareil de cisaillement simple peut être estimée par l'équation [2.6] où K_0 est le coefficient de repos des terres du matériau étudié (K_0=1-sinϕ'), CRR_{Tx} est le rapport des résistances cycliques

déterminé avec l'appareil triaxial et CRR_{DSS} est le rapport des résistances cycliques issu d'essais avec l'appareil de cisaillement simple (Idriss et Boulanger 2008).

$$CRR_{DSS} = \left(\frac{1 + 2K_0}{3}\right) CRR_{Tx} \quad [2.6]$$

Le rapport des résistances cycliques mesuré lors d'essais de cisaillement simple (CRR_{DSS}) est le rapport entre la contrainte cyclique en cisaillement (τ_{cyc}) et la contrainte verticale effective (σ'_v) causant la liquéfaction en un certain nombre de cycles. Le rapport des résistances cycliques mesuré lors d'essais de compression triaxiale (CRR_{Tx}) est le rapport entre la demie contrainte déviatorique en cisaillement ($\sigma_d/2$) et la contrainte de confinement effective (σ'_3) causant liquéfaction en un nombre de cycles donnés. La transposition de la résistance cyclique observée en laboratoire aux conditions de terrain ($CRR_{in\ situ}$) peut être définie par l'équation [2.7] où le facteur de correction C_r est considère l'anisotropie sur le terrain en comparaison aux essais de compression triaxiale isotropes. Un coefficient empirique de 0,9 est appliquée au rapport des résistances cycliques déterminé lors d'essais DSS (Idriss et Boulanger 2008).

$$CRR_{in\ situ} = C_r * CRR_{labo} = 0{,}9\left(\frac{1 + 2K_0}{3}\right) CRR_{Tx} = 0{,}9 CRR_{DSS} \quad [2.7]$$

2.6.3 Appareil triaxial-simple shear

L'appareil triaxial-simple shear (TxSS) a été conçu par l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) en partenariat avec le groupe de géotechnique du Professeur Mourad Karray à l'Université de Sherbrooke. Cet appareil a été conçu pour permettre la réalisation d'essais de cisaillement (quasi) statiques et dynamiques. Il combine certaines caractéristiques de l'appareil de cisaillement simple et de l'appareil de compression triaxiale. Un schéma de l'appareil TxSS est présenté à la figure 2.28. La cellule semblable à la cellule utilisée lors d'essais de compression triaxiale est présentée à la figure 2.30. En résumé, il s'agit d'une cellule triaxiale montée à l'extrémité d'un axe de chargement horizontal fixé à la partie supérieure des éprouvettes. Le rapport de la hauteur (H) et du diamètre (D) des éprouvettes lors d'essais de TxSS est environ 1/3. (Chekired et al. 2015). En raison des dimensions typiques des éprouvettes, des effets d'extrémité peuvent être anticipés à de grandes déformations en cisaillement ($\gamma \geq 10\%$) (voir figure 2.29).

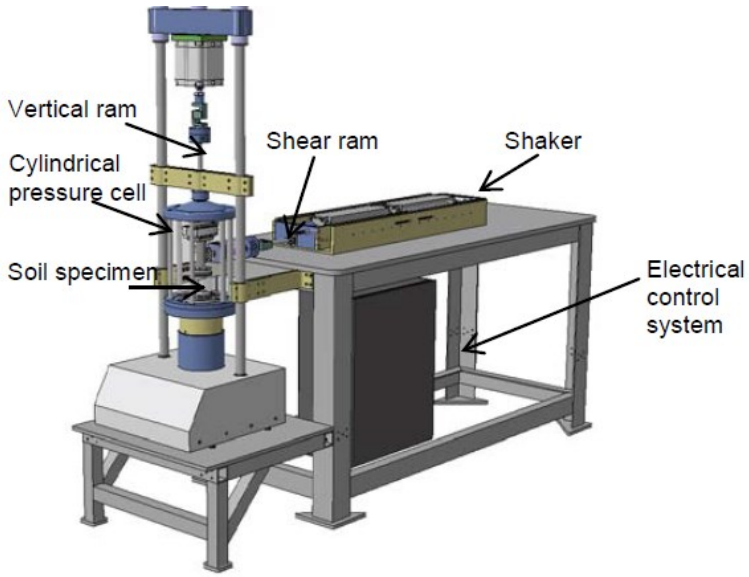


Figure 2.28: Modèle de l'appareil TxSS et de ses composantes primaires (Tirée de Chekired et al. 2015).

Les essais se déroulent en déformations contrôlées. Le confinement cellulaire (σ_3) et le support des éprouvettes sont identiques aux essais de compression triaxiale. Ceci élimine la concentration des contraintes sur les frontières latérales des éprouvettes puisque des déformations radiales sont permises lors du chargement (Kang et al. 2016). Le changement de volume est empêché par la fermeture des valves de drainage. Les essais non-drainés se déroulent sur des éprouvettes saturées où la mesure du coefficient des pression interstitielles (B) est vérifiée. Il est aussi possible de faire des essais de chargement isotrope ou anisotrope par l'application d'une charge axiale initiale. L'axe de chargement horizontal crée un plan de cisaillement qui induit un effort représentatif des conditions de chargement réelles lors d'un séisme.

L'appareil TxSS peut répliquer l'appareil de cisaillement simple standard avec l'empilement d'anneaux métalliques concentriques qui limitent les déformations radiales (voir figure 2.29b). Des essais menés par le groupe de géotechnique de l'Université de Sherbrooke ont montré que les essais isotropes configurés en mode triaxial (voir figure 2.29a) étaient équivalents aux essais anisotropes avec l'appareil de cisaillement simple conventionnel en termes de générations de la pression interstitielle en excès et de la contrainte en cisaillement mobilisée (Hussien et al. 2015; Khashila et al. 2015; Khashila et al. 2017b).

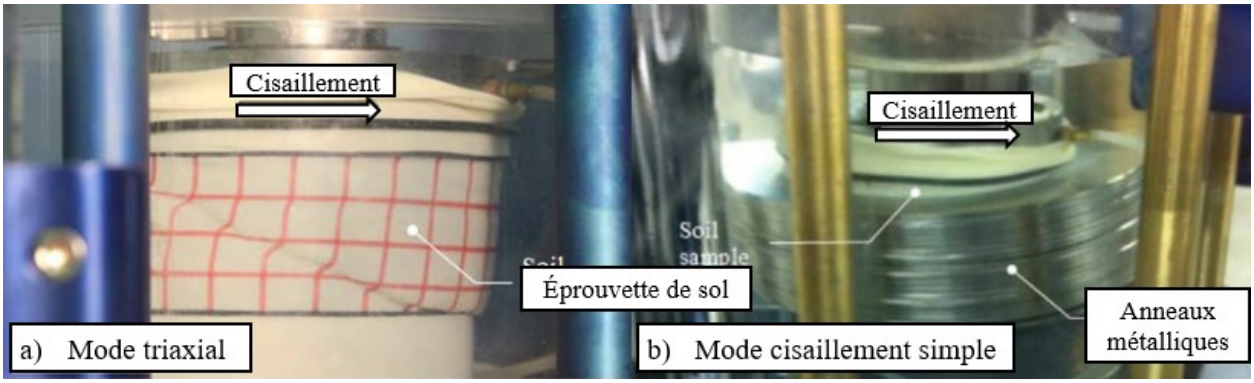


Figure 2.29: Présentation d'un essai de cisaillement statique avec le TxSS a) Configuré en mode triaxial, b) Configuré en mode de cisaillement simple (Adaptée de Chekired et al. 2015)

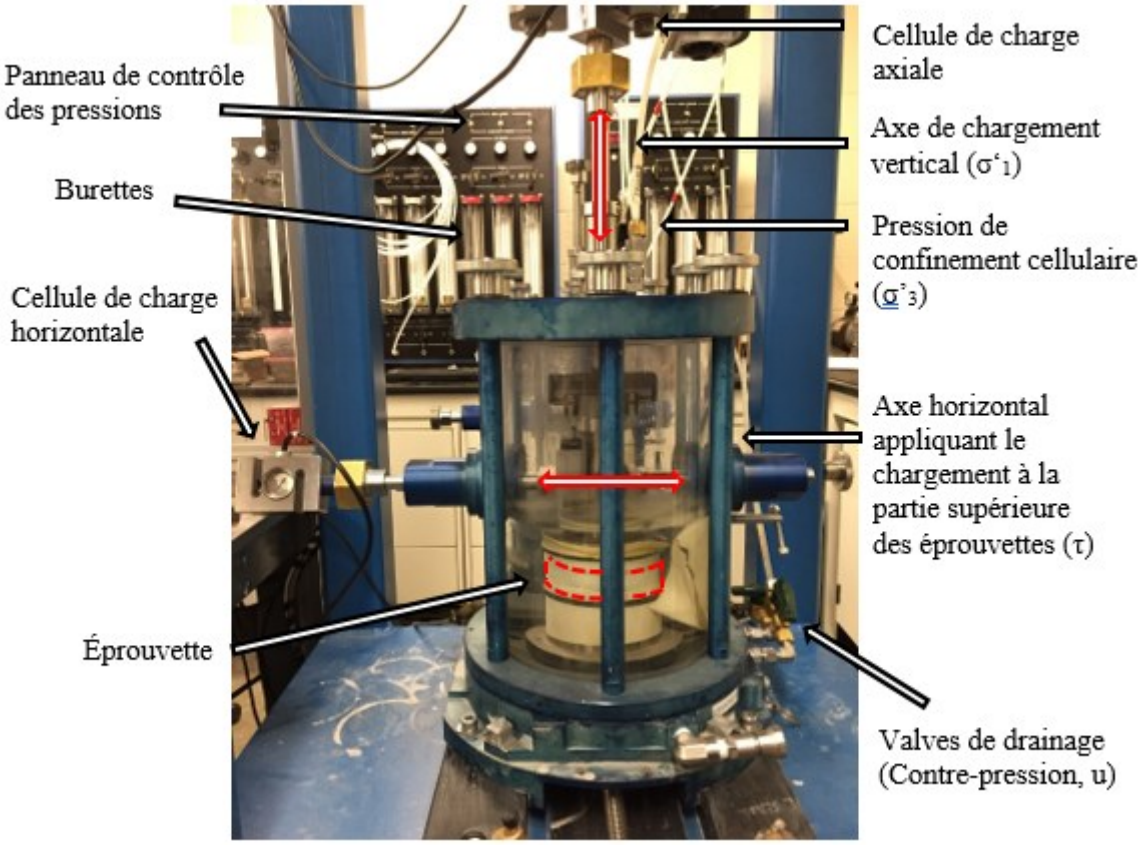


Figure 2.30: Aperçu de la cellule triaxiale adaptée pour l'appareil TxSS

Dans un essai de compression triaxiale, la contrainte de confinement effective (σ'_c) est équivalente à la contrainte effective mineure (σ'_3) (Vaid et al. 1990) alors que dans un essai de cisaillement

simple, la contrainte de confinement effective est la contrainte verticale appliquée (σ'_v) (ASTM-D3080-11 2012). Le tableau 2.4 présente la comparaison entre les contraintes de confinement effectives pour les essais avec l'appareil triaxial et l'appareil de cisaillement simple, ainsi que la définition du rapport des contraintes cycliques en cisaillement (CSR) pour ces mêmes essais. Le rapport des contraintes cycliques est le rapport entre la contrainte cyclique en cisaillement imposée ($\sigma_d/2$; τ_{cyc}) et la contrainte de confinement effective (σ'_3; σ'_v). L'analyse du cheminement des contraintes et des contraintes principales durant les essais présente également des différences.

Tableau 2.4 : Calcul du rapport des contraintes cycliques pour des essais de cisaillement cyclique avec l'appareil triaxial, l'appareil de cisaillement simple et l'appareil TxSS.

Appareil	Triaxial	Cisaillement simple et TxSS	Équation
Contrainte en cisaillement (kPa)	$\sigma_d = \sigma'_1 - \sigma'_3$	$\tau_{cyc} = \frac{Force\ appliquée\ [kN]}{Aire\ de\ l'échantillon\ [m^2]}$	[2.8] ASTM-D7181-11 (2011) ASTM-D3080-11 (2012)
Contraintes principales mineures et majeures effectives (kPa)	$\sigma'_1 = Contrainte\ axiale - u$ $\sigma'_3 = \sigma_c - u$	$\sigma'_{1,3} = \frac{\sigma'_c(1+K_0)}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_c(K_0-1)}{2}\right)^2 + {\tau_{cyc}}^2}$	[2.9] Adaptée de Holtz et Kovacs (1981)
Contrainte effective moyenne et en cisaillement (kPa)	$q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\ et\ p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$		[2.10] (Ladd et Lambe 1964)
Rapport des contraintes cyclique	$CSR = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_3}$	$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c}$	[2.11] (Seed et Idriss 1982)

À l'équation [2.9], u représente la pression interstitielle initiale (contre-pression) lors d'essais de compression triaxiale ou de TxSS. Tel que mentionné précédemment, la contrainte de confinement effective (σ'_c) lors d'essais de chargement en cisaillement simple est la contrainte verticale effective (σ'_v) alors qu'il s'agit de la contrainte de confinement cellulaire (σ'_3) lors d'essais de compression triaxial et de TxSS. Dorénavant, la notion de contrainte de confinement sera employée globalement pour décrire la contrainte de consolidation effective lors d'essais cycliques de compression triaxiale, de cisaillement simple et de TxSS.

2.7 Évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique

La liquéfaction dynamique peut être définie de différentes manières lors d'essais de cisaillement cycliques en laboratoire. Les critères basés sur les contraintes effectives ($r_u = 1$) ou sur les déformations cumulées sont communément utilisés. Pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction in situ, des méthodes empiriques ont été développées par l'étude de sites où des sollicitations sismiques ont été enregistrées.

2.7.1 Évaluation en laboratoire

Des essais de chargement cycliques peuvent être réalisés en laboratoire avec les appareils présentés à la section 2.5. Des essais cycliques en contraintes contrôlées (chargement sous contraintes de cisaillement, σ_d ou τ, uniformes) ou en déformations contrôlées (chargement sous déformations, ε_a ou γ, d'amplitude uniforme) procurent de l'informations sur la capacité d'un sol à résister aux charges cycliques en cisaillement.

Une comparaison de résultats d'essais cycliques non-drainés en déformations et en contraintes contrôlées est présentée à la figure 2.31. Lors d'essais en déformations contrôlées, les déformations cycliques en cisaillement (γ_{cyc}) appliqués aux éprouvettes sont uniformes tel qu'illustré à la figure 2.31a. La contrainte en cisaillement (τ_{cyc}) mobilisée et la pression interstitielle en excès (Δu) sont mesurés lors du chargement. Généralement, la contrainte en cisaillement diminue alors que la pression interstitielle augmente tel que montré à la figure 2.31b (Erten et Maher 1995). Ceci est attribuable à la perte de rigidité initiale du sol alors que des déformations permamentes sont appliquées et que la pression interstitielle en excès est générée (Figueroa et al. 1994; Hazirbaba et Rathje 2009)

Lors d'essais en contraintes contrôlées, une contrainte en cisaillement uniforme est ciblée et les éprouvettes sont soumises à des déformations jusqu'à ce que la résistance ciblée soit mobilisée. Cette tendance est illustrée à la figure 2.31c où la déformation requise pour mobiliser la résistance en cisaillement ciblée augmente alors que les pressions interstitielles en excès augmentent (Sivathayalan 1994).

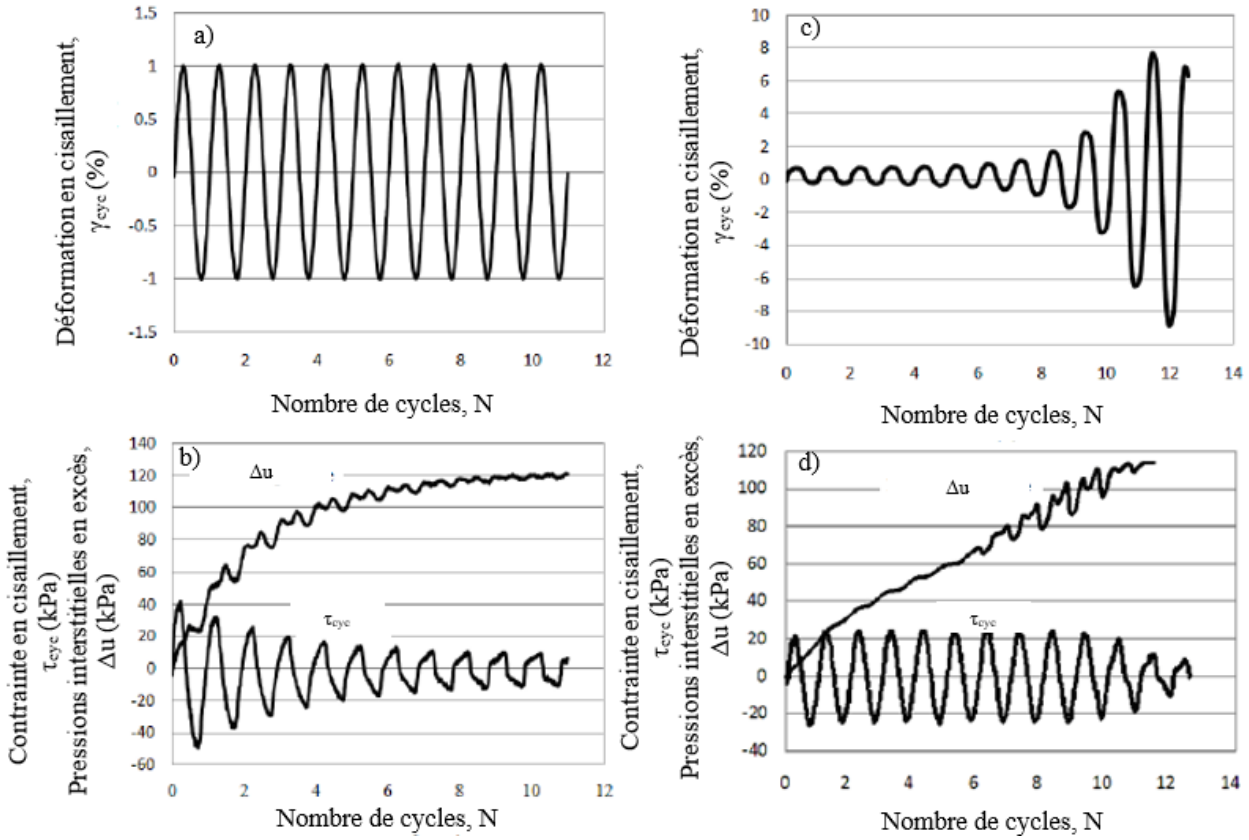


Figure 2.31: Comparaison entre les résultats d'un essai de chargement cycliques en déformation contrôlées a) Déformations en cisaillement, b) Contrainte en cisaillement et pressions interstitielles en excès et d'un essai en contraintes contrôlées c) Déformations en cisaillement, d) Contrainte en cisaillement et pressions interstitielles en excès (Adaptée de Movahed et al. 2011)

La liquéfaction peut être définie selon plusieurs critères lors d'essais cycliques. Le critère basé sur les déformations cumulées est utilisé pour signifier l'atteinte de la liquéfaction en laboratoire où la liquéfaction complète (ou « *flow liquefaction* ») est difficilement reproductible (Kramer 1996). En compression triaxiale isotrope, lorsque l'éprouvette atteint 5% de déformation axiale (ε_a) cumulée et ce, pour une double amplitude, l'éprouvette a atteint la liquéfaction. En condition anisotrope, la liquéfaction est atteinte à 2,5% de déformation axiale à simple amplitude (Garga et McKay 1984). Pour les essais cycliques avec l'appareil de cisaillement simple, une déformation en cisaillement (γ) de 3,75% est le critère de liquéfaction communément utilisé. Ces critères coïncident généralement avec une déformation pour laquelle le comportement du sol face au chargement est jugé inadéquat (Kramer 1996).

Pour les résidus miniers, James et al. (2011), Poncelet (2012) et Contreras (2013) ont noté que le critère des déformations cumulées indiquait la liquéfaction bien avant l'atteinte de r_u=1.0. Lors d'essais cycliques de compression triaxiale, Poncelet (2012) et Contreras (2013) ont fixé le critère de liquéfaction à une déformation axiale cumulée de 0,5% puisqu'une perte marquée de la résistance en cisaillement était observée à cet instant.

Dans le cas d'essais en déformations contrôlées, le critère des déformations n'est pas applicable et la liquéfaction est plutôt définie par le rapport des pressions interstitielles en excès (r_u).

2.7.2 Méthode simplifiée pour les conditions in situ

La méthode simplifiée pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique in situ repose sur l'étude de sites potentiellement touchés par les séismes. Il s'agit d'une méthode empirique qui se base sur la mesure des paramètres in situ à partir d'essais au pénétromètre statique (CPT), d'essais de pénétration standard (SPT) ou de la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) (Seed et al. 1983). Dans cette approche, le facteur de sécurité face à la liquéfaction dynamique dépend du rapport de la résistance cyclique (CRR) dans une couche de sol et des contraintes cycliques (CSR) générées (Idriss 1982; Youd et al. 2001; Idriss et Boulanger 2006).

Le facteur de sécurité face à la liquéfaction dynamique (FS_{LIQ}) est défini par le rapport entre la résistance cyclique pour un tremblement de terre de magnitude de moment 7,5 ($CRR_{7,5}$) et le rapport des contraintes cycliques (CSR) induites par le séisme. Le rapport des résistances cycliques peut être estimé à partir d'essais de terrain tels que l'essai au pénétromètre statique (CPT) et l'essai au pénétromètre standard (SPT) pour une contrainte de consolidation effective de 100 kPa, mais aussi à partir d'essais cycliques en laboratoire. Des facteurs de correction sont nécessaires pour pouvoir appliquer la méthode simplifiée à différents séismes et à différentes profondeurs d'un dépôt. Le coefficient de correction pour les contraintes effectives élevées (K_σ) prend en compte l'effet de la profondeur du dépôt sur les contraintes cycliques développées et le facteur d'échelle de magnitude (MSF) pondère la résistance cyclique en fonction de la magnitude de moment (M_w) d'un tremblement de terre. Le facteur de sécurité général face à la liquéfaction dynamique pour un dépôt horizontal peut être exprimé par l'équation [2.12] (Youd et al. 2001).

$$FS_{LIQ} = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} MSF * K_{\sigma} \quad [2.12]$$

Le facteur d'échelle de magnitude (MSF) est défini comme étant le rapport des résistances cycliques pour un séisme d'une magnitude donnée (CRR_{Mw}) par rapport à la résistance cyclique pour un séisme d'une magnitude de 7,5 ($CRR_{7,5}$) (équation [2.13]).

$$MSF = \frac{CRR_{M_w=x}}{CRR_{M_w=7,5}} = \frac{CRR_{N_{LIQ}=x}}{CRR_{N_{LIQ}=15}} \quad [2.13]$$

La magnitude d'un séisme peut être exprimée en terme de cycles de chargement équivalent ($N_{ÉQ}$) (Arango 1994). Ainsi, l'évaluation du facteur MSF peut se faire à partir des courbes de résistance cyclique établies en laboratoire où une magnitude de moment (M_w) de 7,5 équivaut à 15 cycles de chargements uniformes à liquéfaction (N_{LIQ}). Ce facteur d'échelle de magnitude est supérieur à 1 pour des séismes d'une magnitude inférieure à 7,5 et inférieur à 1 pour des séismes de magnitudes supérieures à 7,5. Des valeurs typiques de MSF sont présentées au tableau 2.5.

Tableau 2.5: Facteur d'échelle de magnitude (MSF) et nombre de cycles équivalents ($N_{ÉQ}$) en fonction de la magnitude de moment (M_w) d'un tremblement de terre (Adapté de James, 2009).

M_w	**Youd et al. (2001)**		**Seed et Idriss (1982)**		**Arango (1996)**	
	Borne inférieure	*Borne supérieure*	*$N_{ÉQ}$*	*MSF*	*$N_{ÉQ}$*	*MSF*
5,5	2,20	2,80	3-4	1,43	1,7	2,20
6,0	1,76	2,10	5-6	1,32	3,8	1,65
6,5	1,44	1,60	8	1,19	6	1,40
7,0	1,19	1,25	12	1,08	9,6	1,10
7,5	1,00		15	1,00	15	1,00
8,0	0,84		22	0,94	26,7	0,85
8,5	0,72		26	0,89	-	-

Comme le rapport des contraintes cycliques diminue avec la profondeur (pour une même contrainte de cisaillement), il est primordial de tenir compte de cette tendance dans l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. Le coefficient K_{σ}, défini par l'équation [2.14], est le rapport entre la

résistance cyclique sous une contrainte verticale effective quelconque ($CRR_{\sigma'_v}$) et la résistance cyclique pour une contrainte verticale effective de 100 kPa ($CRR_{100\ kPa}$).

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_v}}{CRR_{100\ kPa}} \quad [2.14]$$

La valeur de ce coefficient pour des essais de laboratoire dépend de plusieurs facteurs, dont la méthode de préparation des échantillons et l'indice de densité (I_D) (Hynes et al. 1998). La valeur du coefficient K_σ peut aussi être exprimée par l'équation [2.15] (Youd et al. 2001; Çetin et Bilge 2014).

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{100}\right)^{f-1} \text{ avec } f = 1 - 0{,}005 I_D \quad [2.15]$$

Le paramètre f dépend des propriétés des matériaux testés, notamment de l'indice de densité et de la méthode de préparation des éprouvettes (Vaid et al. 1985). Les échantillons non-remaniés ont généralement un paramètre f d'environ 0,7 tandis que les éprouvettes préparées par pluviation ont habituellement un paramètre f de l'ordre de 0,9 et ce, pour un même indice de vide (Hynes et al. 1998). La détermination du facteur K_σ varie également en fonction de l'appareil d'essai utilisé. Sivathayalan (1994) a démontré que le facteur K_σ diminuait plus rapidement avec l'augmentation de la contrainte de confinement effective (σ'_c) lors d'essais cycliques en compression triaxiale que lors d'essais cycliques avec l'appareil de cisaillement simple (DSS).

2.7.3 Méthodes numériques

James et Aubertin (2016) ont comparé les facteurs de sécurité face à la liquéfaction dynamique des résidus miniers caractérisés par James (2009) par une méthode numérique et par la méthode simplifiée. Ils ont appliqué un chargement basé sur le séisme du Saguenay de 1988 d'une magnitude de 5,9 à un dépôt de 20 m de résidus. Ils ont déterminé que les facteurs de sécurité face à la liquéfaction dynamique obtenus numériquement et par la méthode simplifiée étaient équivalents lorsque le comportement dynamique du matériau était bien caractérisé et lorsqu'une analyse de réponse de site était réalisée. Les valeurs des facteurs de correction MSF et K_σ présentés dans la littérature (voir tableau 2.5) pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique avec

la méthode simplifiée ont mené à des facteurs de sécurité qui n'indiquaient pas de liquéfaction. L'évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique avec le facteur d'échelle de magnitude (MSF) et le coefficient de correction pour contraintes effectives élevées (K_σ) obtenus des essais DSS de James (2009) indiquait plutôt qu'il pouvait y avoir liquéfaction sur les huit mètres supérieurs du dépôt. L'analyse numérique dynamique indiquait également un potentiel de liquéfaction élevé sur la même portion du dépôt.

La figure 2.32 présente les résultats de l'analyse de liquéfaction dynamique menée par James et Aubertin (2016) par une méthode numérique en comparaison avec les résultats obtenus par la méthode simplifiée. La figure 2.32a présente les contraintes cycliques (CSR) induites dans le dépôt de résidus miniers selon l'analyse numérique dynamique. La figure 2.32b présente le rapport des résistance cycliques (CRR) sur la profondeur du dépôt de résidus miniers. Les résidus étudiés par James (2009) étaient caractérisés par un rapport des résistances cycliques qui n'était pas influencé par la contrainte de confinement effective. Les courbes de résistance cyclique déterminées par James (2009) sont présentées à la figure 2.41 (section 2.8.4). Les facteurs de sécurité face à la liquéfaction dynamique (FS_{LIQ}) sont présentés à la figure 2.32c. Le facteur de sécurité obtenu numériquement est inférieur à ceux donnés par la méthode simplifiée.

Arango (1994) et Idriss et Boulanger (2008) recommandent un facteur d'échelle de magnitude (MSF) de 1,76 et 1,52 respectivement pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique avec la méthode simplifiée. Youd et al. (2001) recommandent quant à eux des valeurs de MSF allant de 1,85 à 2,24. Les facteurs de sécurité obtenus avec ces facteurs de corrections n'indiquent pas de liquéfaction sur l'ensemble du dépôt. James et Aubertin (2016) ont démontré que l'évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode simplifiée avec les facteurs MSF issus des essais DSS (voir équation [2.13]) variant entre 1,20 et 1,30 indiquent la liquéfaction sur les huit mètres supérieurs du dépôt. L'utilisation des facteurs d'échelle de magnitude (MSF) déterminées expérimentalement donne donc un facteur de sécurité face à la liquéfaction dynamique qui peut être représentatif des méthodes numériques.

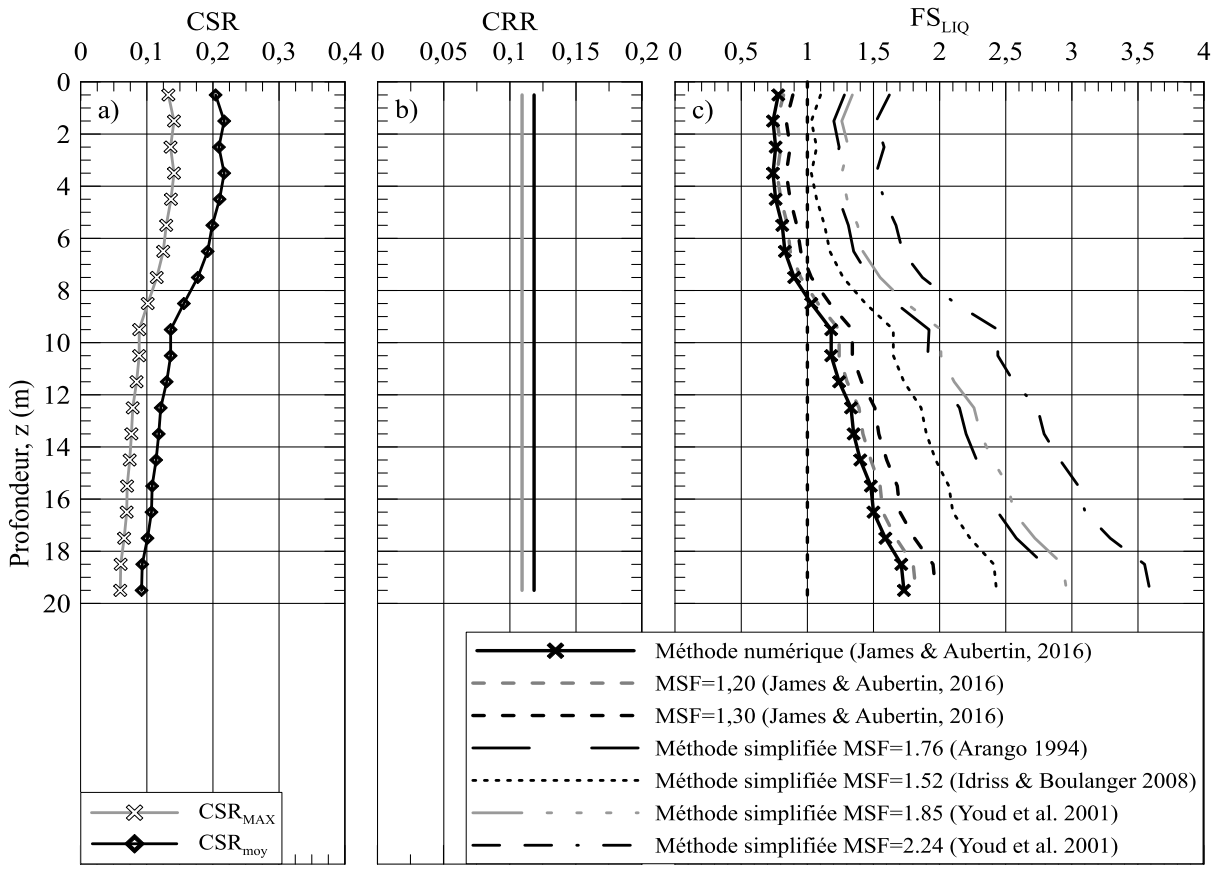


Figure 2.32: Évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique pour les résidus étudiés par James (2009) a) Rapport des contraintes cycliques (CSR) déterminés numériquement, b) Rapport des résistances cycliques (CRR) issues des essais DSS, c) Facteur de sécurité face à la liquéfaction dynamique (FS_{LIQ}) selon la méthode simplifiée et la méthode numérique (Données tirées de James et Aubertin, 2016).

2.7.4 Approche énergétique

La détermination de l'énergie requise pour la liquéfaction d'un volume unitaire de sol peut être faite expérimentalement en laboratoire, mais il existe également des méthodes empiriques. L'intensité Arias nécessaire à la liquéfaction peut être évaluée en fonction de $(N_1)_{60}$ de l'essai SPT, de la résistance en pointe corrigée lors d'essai de CPT, ou de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s). Il s'agit d'une méthode empirique basée sur l'approche énergétique puisque l'intensité Arias est une représentation de l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol lors d'un séisme (Kayen et Mitchell 1997).

La méthode basée sur l'énergie pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction consiste à corréler l'augmentation des pressions interstitielles en excès associée à l'énergie dissipée par unité de sol (E), exprimée en J/m³ (Nemat-Nasser et Shokooh 1979; Berrill et Davis 1985). L'approche énergétique combinée aux essais cycliques peut être utilisée pour l'évaluation des pressions interstitielles en excès ou du comportement dynamique des matériaux. Elle prend en considération les effets des déformations et des contraintes sur la rigidité d'un sol et sa résistance au cisaillement (Matasovic et Vucetic 1993; Figueroa et al. 1994; Chang et al. 2007; Kang et al. 2016). L'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol est l'aire contenue dans les boucles hystérésis du diagramme de contraintes-déformations obtenu lors d'essais de cisaillement cycliques (Simcock et al. 1983; Green et al. 2000). La figure 2.33 schématise le calcul de l'énergie dissipée à partir de résultats expérimentaux. Le terme ΔE est représenté par la portion hachurée et l'équation [2.16] présente le calcul de l'énergie normalisée cumulative dissipée par unité de volume de sol (W_s) (Green et al. 2000).

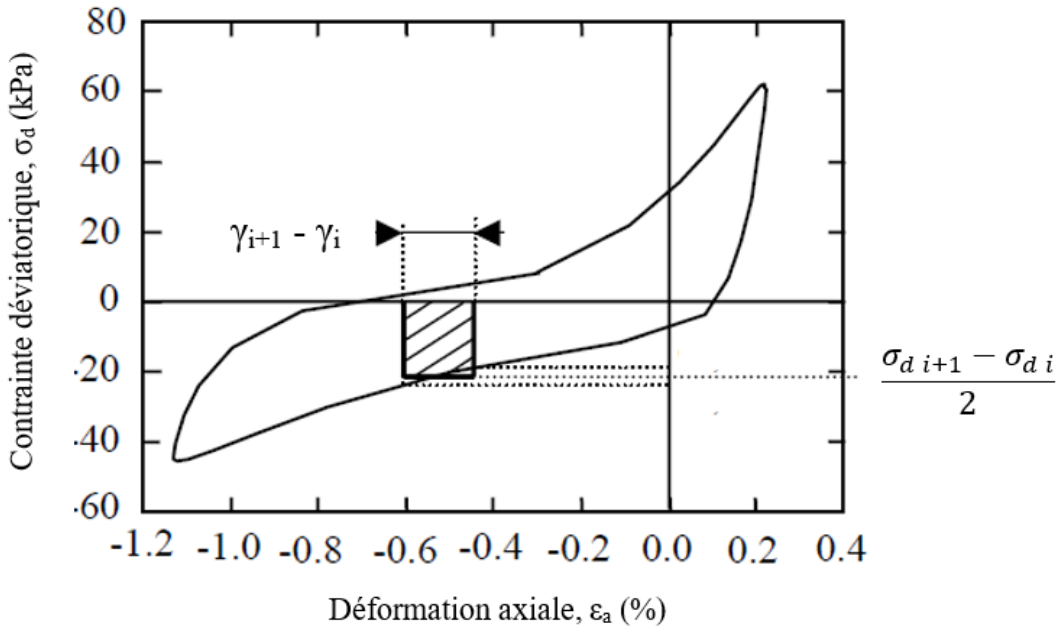


Figure 2.33: Courbe contrainte-déformation montrant l'énergie dissipée à l'intérieur d'une boucle d'hystérésis lors d'un essai cyclique en compression triaxiale (Adaptée de Green et al. 2000).

$$W_s = \sum_{N=0}^{N=N_{LIQ}} \frac{\Delta E}{\sigma_v{}'} = \frac{1}{2\sigma_v'} \sum_{N=0}^{N=N_{LIQ}} (\gamma_{N+1} - \gamma_N)(\tau_{N+1} + \tau_N) \quad [2.16]$$

γ_{N+1} et τ_{N+1} sont respectivement la déformation en cisaillement (ou axiale) et la contrainte en cisaillement cyclique (ou déviatorique) au temps de mesure N+1 alors que γ_N et τ_{N+1} sont la déformation et la contrainte cyclique au temps N. L'énergie cumulative dissipée à liquéfaction est la somme de l'énergie dissipée à partir du chargement initial (temps N=0) jusqu'au temps où il y a liquéfaction ($N=N_{LIQ}$). Cette énergie peut être normalisée par la contrainte effective et exprimée par une valeur entière adimensionnelle. L'énergie normalisée (W_s) est également appelée « *energy density* » (Simcock et al. 1983; Jafarian et al. 2012) ou « *elastic strain energy* » (Rollins et al. 1998)

L'incrément de pressions interstitielles en excès généré par l'énergie dissipée est défini par l'équation [2.17] (Berrill et Davis 1985).

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} = \alpha \left[\frac{\Delta E}{\sigma'_{vo}}\right]^{\beta} \rightarrow r_u = \alpha {W_s}^{\beta} \quad [2.17]$$

Les termes α et β sont des paramètres de calibration adimensionnels déterminés expérimentalement. Le modèle de prédiction des pressions interstitielles en excès de Green et al. (2000) défini à l'équation [2.18] est un cas particulier de la relation générale décrite en [2.17] et est identifié comme le GMP model.

$$r_u = \sqrt{\frac{W_s}{PEC}} \quad o\grave{u}\ \alpha = PEC^{-0,5}\ et\ \beta = 0{,}5 \quad [2.18]$$

Le terme PEC est la « *pseudo energy capacity* », Il s'agit d'un paramètre de calibration qui est indicatif de l'indice de densité (I_D) du sol. Un sol dense nécessite un apport énergétique plus important qu'un sol lâche pour générer une pression interstitielle en excès équivalente pour une même contrainte de consolidation (Figueroa et al. 1994; Olgun et Kamalzare 2017). La figure 2.34 illustre l'effet de l'indice de densité (I_D) sur l'énergie (E) dissipée pour générer une pression interstitielle en excès sous une contrainte de consolidation constante (e.g 100 kPa).

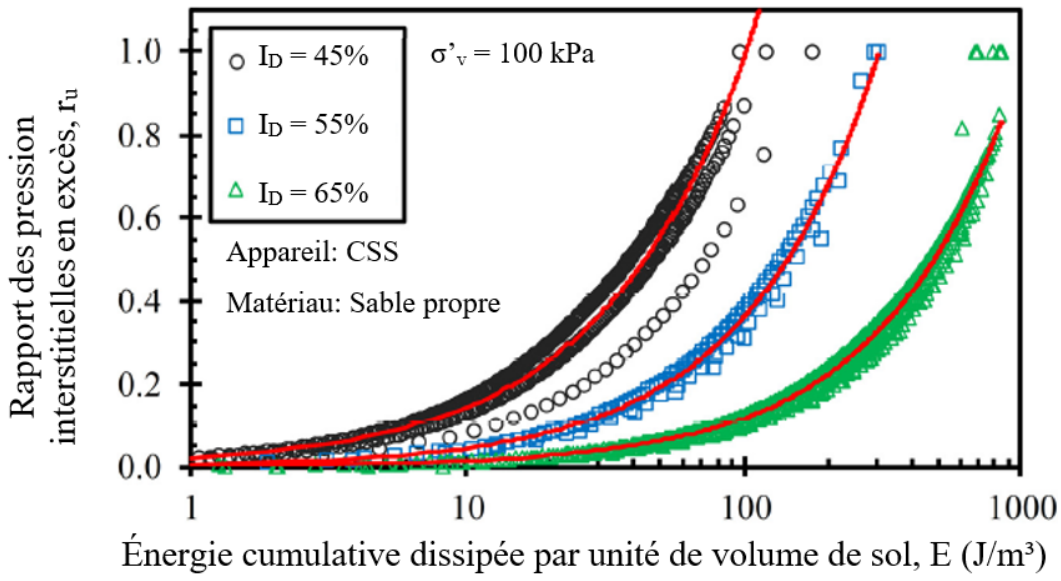


Figure 2.34: Relation entre l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol et le rapport des pression interstitielles en excès (r_u) en fonction de l'indice de densité (I_D) pour un sable consolidé à 100 kPa (Adaptée de Olgun et Kamalzare, 2017).

Ainsi, le paramètre de calibration PEC croît avec l'indice de densité (I_D) d'un sol. Son effet sur la pression interstitielle en excès pour une quantité d'énergie donnée peut être décrit par l'équation [2.18] puisque le paramètre de calibration PEC normalise l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol (Green et al. 2000; Polito et al. 2008; Polito et al. 2013).

2.7.4.1 Analyse des essais de TxSS avec l'approche énergétique

L'approche énergétique a été utilisée par Hussien et al. (2015) et Karray et al. (2015) dans l'analyse d'essais de cisaillement cycliques avec l'appareil TxSS. Elle s'applique autant aux essais en contraintes contrôlées qu'en déformations contrôlées, indépendamment du mode d'application et de la forme de la charge en cisaillement (Movahed et al. 2011; Polito et al. 2013).

Pour l'analyse des essais de TxSS, Karray et al. (2015) ont formulé le rapport des pressions interstitielles en excès par l'équation [2.19].

$$r_u = \alpha_1 \left(\frac{W_s^{0,5}}{a} \right)^{\beta_1} \quad [2.19]$$

C'est une adaptation des relations présentées aux équations [2.17] et [2.18]. La différence principale est que le paramètre de calibration α de l'équation [2.17] comporte ici deux parties : Le paramètre α_1 et le paramètre de calibration a. Le paramètre de calibration a est un nombre entier semblable au PEC, qui prend en considération les variations de l'indice de densité des sols (éprouvettes), de la contrainte de confinement effective (σ'_c) et de l'amplitude des déformations cycliques (γ_{cyc}).

Selon les caractéristiques des sols, la fonction des pressions interstitielles en excès peut être exprimée sous une forme exponentielle (voir équation [2.19]) ou polynômiale comme à l'équation [2.20] (Harehdasht et al. 2017).

$$r_u = \alpha_1 \left(\frac{W_s^{0,5}}{a} \right)^3 + \alpha_2 \left(\frac{W_s^{0,5}}{a} \right)^2 + \alpha_3 \frac{W_s^{0,5}}{a} + \alpha_4 \quad [2.20]$$

Les termes α_1, α_2, α_3 et α_4 sont des paramètres lissage de courbe et le paramètre de calibration a est identique à celui de l'équation [2.19]. Les paramètres de calibration (a) pour les sables de Baie-Saint-Paul et d'Ottawa C-109 testés avec le TxSS sont présentés à la figure 2.35. Au-delà d'une certaine amplitude de déformation, le paramètre de calibration devient constant. Le paramètre de calibration du sable de Baie-Saint-Paul est supérieur à celui du sable d'Ottawa C-109 malgré des amplitudes de déformations inférieures. Ceci est en raison de leur indice de densité (I_D) respectif lors des essais, mais aussi en raison de la contrainte de confinement effective (σ'_c) (Ladd et al. 1989; Olgun et Kamalzare 2017).

Le sable de Baie-Saint-Paul était testé à I_D=55% alors que le sable d'Ottawa n'était testé qu'à 12,5%. Également, les éprouvettes de sable d'Ottawa C-109 étaient consolidées à une contrainte de confinement effective (σ'_c) de 30 kPa alors que les éprouvettes de sable de Baie-Saint-Paul étaient consolidés à 75 kPa. La différence entre les paramètre de calibration a des deux sols peut être partiellement attribuable aux effets que l'indice de densité (I_D) et la contrainte de confinement (σ'_c) ont sur l'énergie requise pour générer des pression interstitielles (et sur la rigidité du sol) (Baziar et Sharafi 2011).

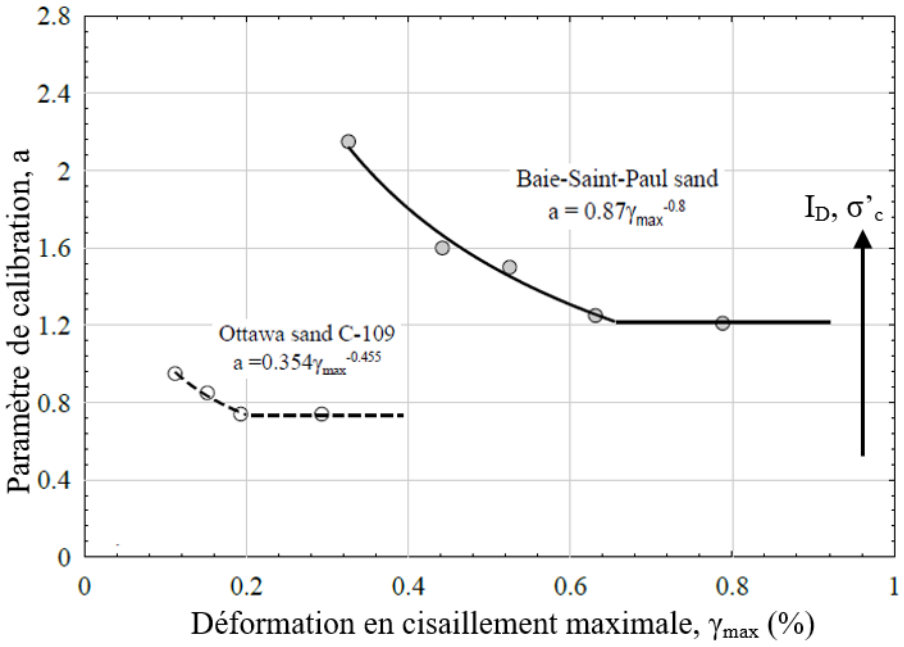


Figure 2.35: Paramètre de calibration pour les sables de Baie-Saint-Paul et d'Ottawa C-109 soumis à des essais de cisaillement cycliques dans le TxSS (Adaptée de Karray et al. 2015).

Les effets de σ'_c et I_D sur l'énergie cumulative dissipée à liquéfaction lors d'essais cycliques avec l'appareil de torsion cylindrique en déformations contrôlées sont présentés à la figure 2.36. L'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol pour causer la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et cette tendance croît avec l'indice de densité. Ainsi, une augmentation de la densité des éprouvettes et de la contrainte de confinement effective peut engendrer une augmentation du paramètre de calibration (a) puisque le taux de génération de la pression interstitielle en excès diminue (Baziar et Sharafi 2011; Jafarian et al. 2012; Olgun et Kamalzare 2017).

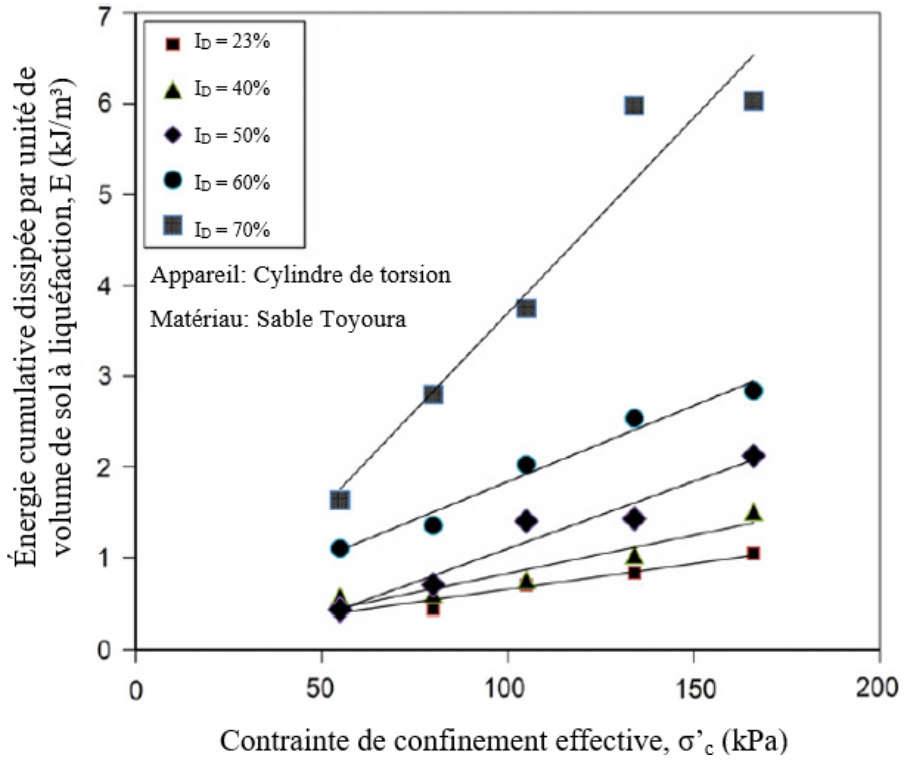


Figure 2.36: Relation entre l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol à liquéfaction et la contrainte de confinement effective (σ'_c) pour des indices de densité (I_D) de 23% à 70% (Adaptée de Jafarian et al. 2012).

La figure 2.37 présente la fonction exponentielle qui consiste en la fonction de génération des pressions interstitielles en excès pour le sable d'Ottawa C-109. Les paramètres α_1 et β_1 de l'équation [2.19] sont 1,112 et 1,74 respectivement et sont propres au matériau testé (Karray et al. 2015). L'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol est présentée sous la forme d'une racine carrée normalisée par le paramètre de calibration a ($W_s^{0.5}/a$). Cette relation tient compte de l'effet de la contrainte effective sur la rigidité du sol (Module de cisaillement, G) (Matasovic et Vucetic 1993; Chang et al. 2007). Les résultats des essais cycliques convergent une fois normalisés par leur paramètre de calibration respectif. Ainsi, les pressions interstitielles en excès peuvent être estimées sur la base de la fonction de génération des pressions interstitielles et du paramètre de calibration a (voir figure 2.35).

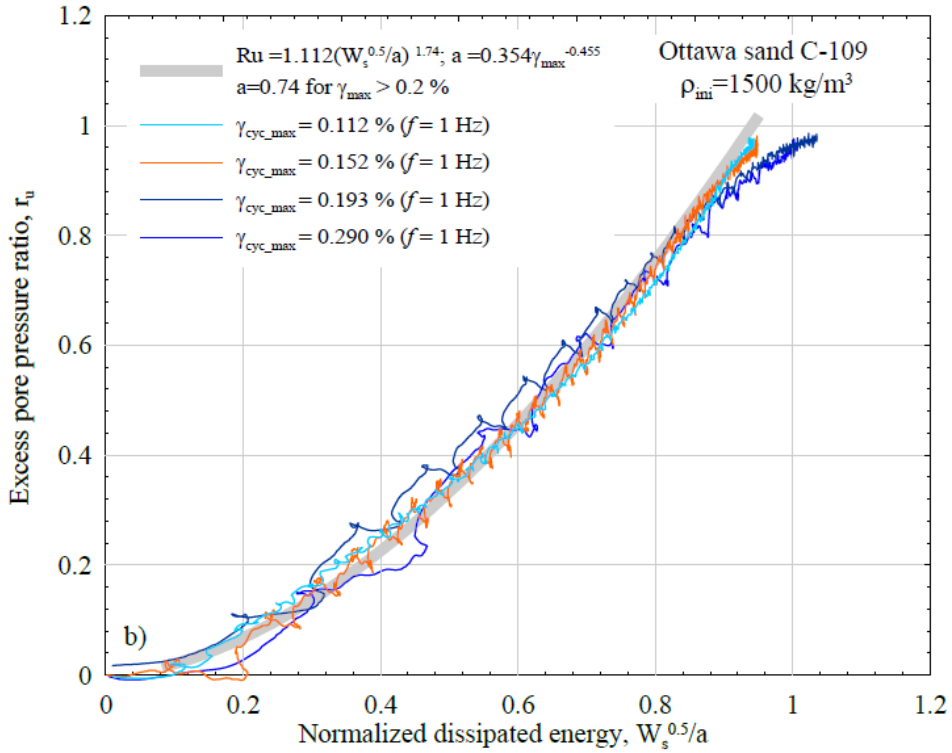


Figure 2.37: Rapport des pressions interstitielles en excès en fonction de l'énergie cumulative dissipée lors d'essais de cisaillement cycliques avec le TxSS pour le sable d'Ottawa C-109 (Tirée de Karray et al. 2015).

2.8 Études antérieures sur le comportement dynamique et sur la résistance cyclique des résidus miniers

Plusieurs travaux ont porté sur le comportement dynamique des résidus miniers de mines de roches dures. Certains résultats ainsi que des programmes d'investigation sont synthétisés ci-bas.

2.8.1 Ishihara et al. (1980)

Ishihara et al. (1980) ont étudié les propriétés dynamiques de résidus miniers fins et grossiers provenant de six sites, ainsi que celles de la poudre de quartz obtenue en usine, avec des essais cycliques de compression triaxiale. La poudre de quartz présente des caractéristiques granulométriques semblables à celles de résidus fins provenant de mines de roches dures.

Les courbes de résistance cyclique des matériaux testés sous une contrainte de confinement effective de 100 kPa sont présentées à la figure 2.38. Les résidus miniers des sites d'El Cobre, de Mochikoshi, de Disputada et la poudre de quartz ont des résistances cycliques variant entre 0,14 et 0,34 à 10 cycles de chargement. Les résidus fins de Furutobe et de Kosaka présentent des résistances cycliques substantiellement supérieures aux autres en raison de leur plasticité (et cohésion). L'indice de vide des résidus non-plastiques après la consolidation variait entre 0,547 et 0,944 dépendamment de la méthode de préparation. Ishihara et al. (1980) ont noté que la méthode de déposition hydraulique ou « *slurry deposition* » produisait des échantillons plus denses que par pluviation dans l'eau. Ce faisant, la résistance cyclique mobilisée était également supérieure.

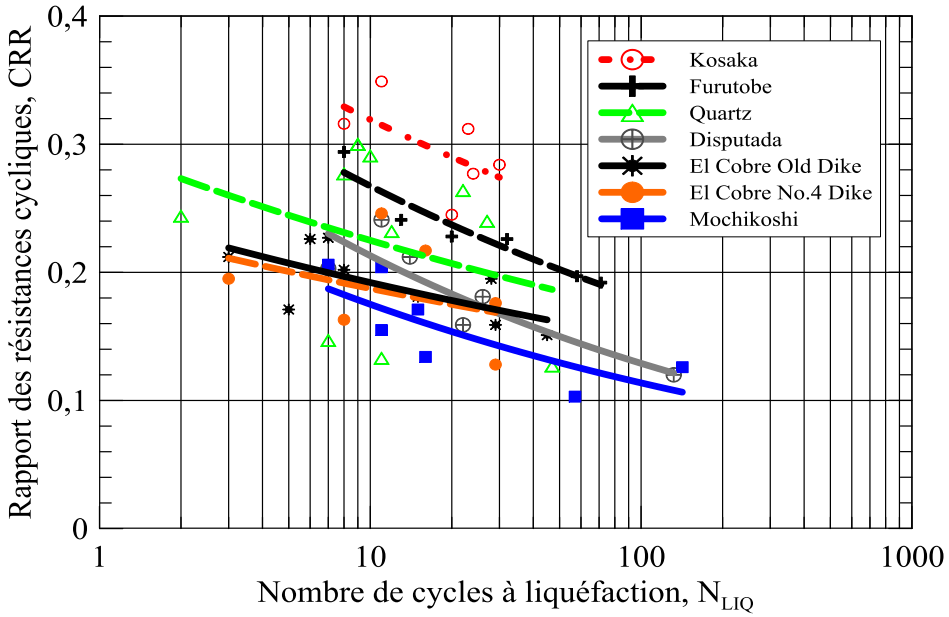


Figure 2.38: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins à une contrainte de confinement effective de 100 kPa testés par Ishihara et al. (1980) lors d'essais de compression triaxiale.

2.8.2 Garga et McKay (1984)

Des essais cycliques avec l'appareil de compression triaxiale ont été menés par Garga et McKay (1984) afin d'évaluer le comportement sismique des digues de parcs à résidus miniers. La figure 2.39 présente les courbes de résistance cyclique (CRR-N_{LIQ}) pour les résidus fins testés dans le cadre de cette investigation. Ces résidus fins comportaient une proportion de particules fines de 84% à 100% avec une densité relative des grains (D_r) allant de 2,64 à 3,18. À l'exception des

résidus plastiques de Furutobe et de Takara issus de l'extraction du plomb et du zinc, ces résidus étaient tous produits par des mines de cuivre ou d'or et ils avaient un indice de plasticité (I_P) faible ou nul.

Le rapport des résistances cycliques pour 10 cycles de chargements uniformes des résidus miniers étudiés par Garga et McKay (1984) variait approximativement entre 0,15 et 0,30. Une diminution du diamètre équivalent moyen (D_{50}), souvent accompagnée d'une augmentation de l'indice de plasticité, tendait à augmenter la résistance cyclique.

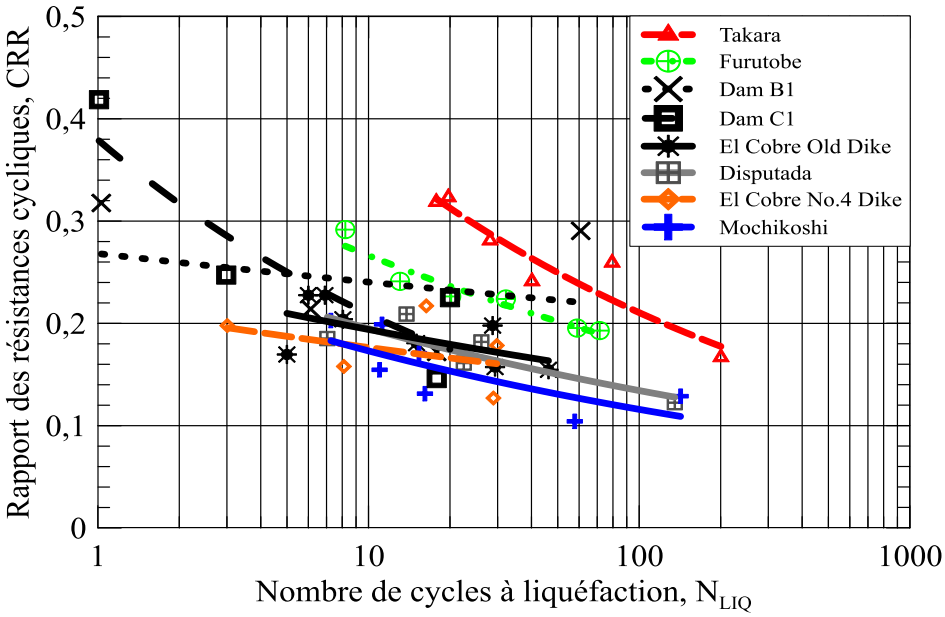


Figure 2.39: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins à une contrainte de confinement effective de 100 kPa testés par Garga et McKay (1984) lors d'essais de compression triaxiale.

2.8.3 Wijewickreme et al. (2005a)

Trois résidus miniers ont été testés lors d'essais cycliques avec l'appareil de cisaillement simple dans le cadre des travaux de Wijewickreme et al. (2005a) à l'Université de Colombie-Britannique (UBC); des résidus de cuivre et d'or, des résidus de cuivre, d'or et de zinc ainsi que des résidus de latérite. Une particularité de ces travaux est que 33 des 36 éprouvettes testées étaient à l'état quasi-intact. Les échantillons ont été prélevés à l'aide de tubes Shelby à parois minces en acier inoxydable. Les principaux résultats du programme d'essais de laboratoire sont présentés à la figure 2.40.

Les résidus de latérite, une roche apparente à la bauxite, ne sont pas typiques des résidus de mines de roches puisqu'ils ont un pourcentage de particules d'argile d'environ 35% (I_P = 12%). Les résidus de latérite présentaient des variations de propriétés intrinsèques en fonction de la profondeur à laquelle ils ont été prélevés. Ainsi, la série d'éprouvettes de latérite testées à une contrainte effective (σ'_v) de 200 kPa présentait une plasticité nulle et une teneur en particules fines de 91% alors que la série d'éprouvettes testées à 100 kPa avait un indice de plasticité (I_P) de 12%.Sur la figure 2.40, il y a un gain en résistance cyclique avec l'augmentation de la contrainte verticale effective pour ces résidus. Il est cependant difficile de statuer si le gain en résistance est dû à l'augmentation de la contrainte verticale effective (σ'_v) lors des essais ou aux changements des propriétés intrinsèques des échantillons. La densité relative des grains de ces résidus est de 4,10 et l'indice de vides après consolidation à 200 kPa est d'environ 1,3, ce qui n'est pas représentatif des résidus de la mine Canadian Malartic.

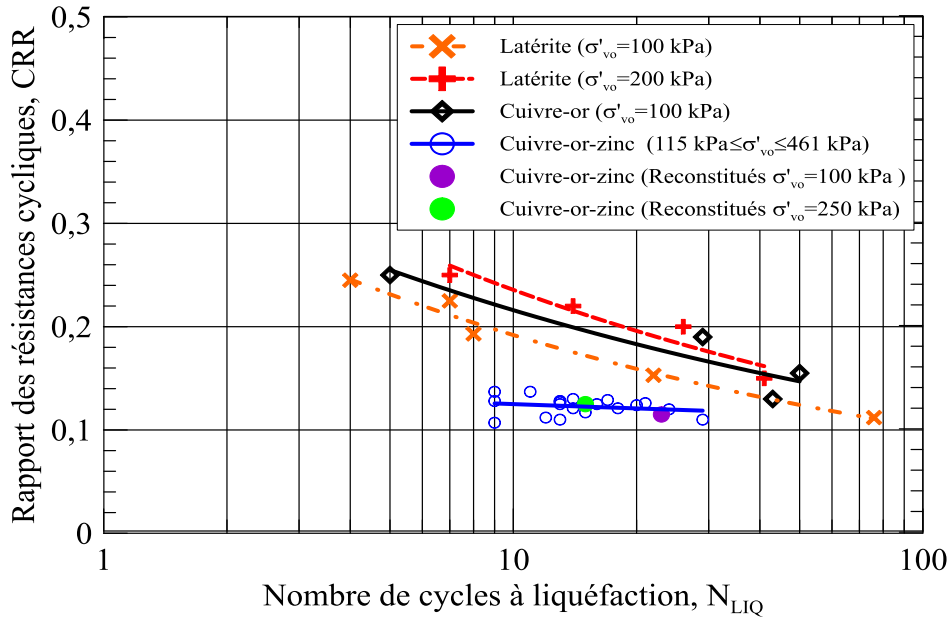


Figure 2.40: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins testés par Wijewickreme et al. (2005a) avec l'appareil de cisaillement simple.

Les échantillons provenant d'une mine de cuivre, d'or et de zinc ne présentent pas de variation du rapport des résistances cycliques (CRR) avec l'augmentation de la contrainte effective. Pour des contraintes verticales effectives de 115 à 461 kPa, le rapport des résistances cycliques à 10 cycles demeure constant à 0,12 et ce, pour 20 essais sur des échantillons peu remaniés. L'indice de vide

lors de ces essais variait de 0,493 à 1,43. Les échantillons comportaient une teneur en particules fines allant de 57 à 100% et la densité relative des grains était de 3,67 en moyenne. Deux essais sur des éprouvettes préparées par déposition hydraulique avec un indice de vide et un pourcentage de particules fines équivalents aux échantillons prélevés in situ ont confirmé la tendance illustrée pas les essais sur les éprouvettes non-remaniées. Ces deux essais ont été conduits à une contrainte verticale effective de 100 et 250 kPa respectivement.

Les échantillons de résidus d'une mine de cuivre et d'or présentent un rapport des résistance cycliques à 100 kPa d'environ 0,22 à 10 cycles de chargement. La proportion de particules fines de ces échantillons était d'environ 91%, la densité relative des grains (D_r) était de 2,78 et l'indice de vide était de 0,556.

2.8.4 James (2009) et James et al. (2011)

Les travaux de James (2009) et James et al. (2011) portaient sur l'évaluation du comportement dynamique de résidus miniers d'une mine polymétallique située en Abitibi-Témiscamingue. Les essais ont été menés avec l'appareil de cisaillement simple employé par Wijewickreme et al. (2005a) à l'Université de Colombie-Britannique (UBC) pour des contraintes verticales effectives allant de 100 à 400 kPa et une fréquence de chargement de 0,1 Hz sur des éprouvettes de résidus préparées par pluviation dans l'eau. Les courbes de résistance cyclique issues du programme d'essais de James (2009) sont présentées à la figure 2.41. Comme pour les résidus de cuivre, d'or et de zinc testés par Wijewickreme et al. (2005a), la variation de la contrainte verticale effective n'a pas eu un effet sur le rapport des résistances cycliques (CRR). Malgré une variation importante de la contrainte verticale effective, le rapport des résistances cycliques à 10 cycles de chargement demeure constant à 0,14. Le programme de laboratoire comptait 20 essais cycliques réalisés à des contraintes effectives de 100, 150, 200, 300 et 400 kPa et où l'indice de vide lors de ces essais variait entre 0,686 et 0,582. Ces résidus sont caractérisés par une densité relative des grains de 3,88, un angle de frottement interne de 36,6^o et une proportion de particules fines d'environ 70%.

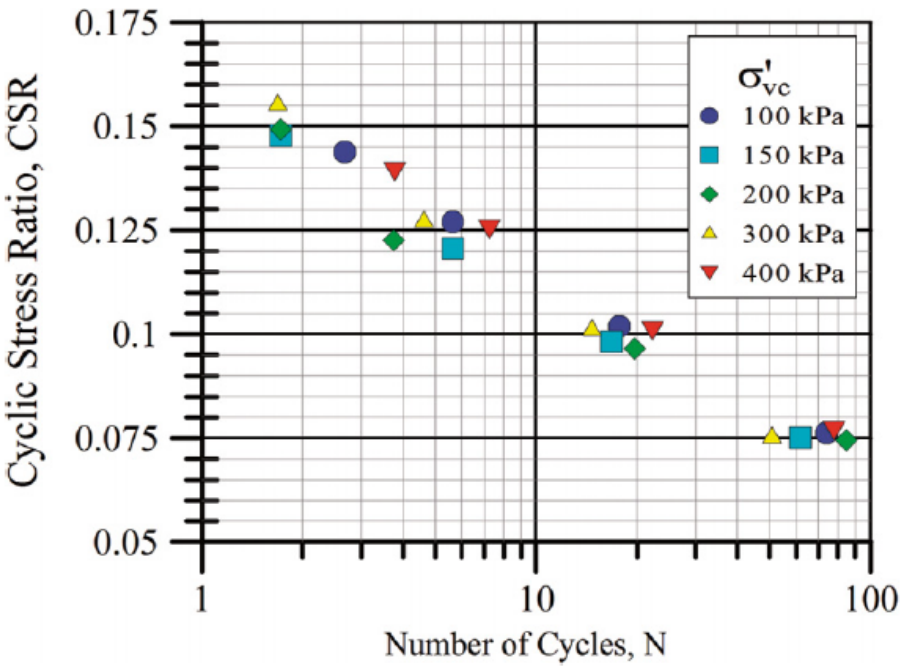


Figure 2.41: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) pour des résidus miniers fins testés par James et al. (2009) avec l'appareil de cisaillement simple (Tirée de James et al. 2011)

2.8.5 Poncelet (2012) et Contreras (2013)

Le projet de maîtrise de Poncelet (2012) avait comme objectif préliminaire d'élaborer un protocole de déposition des résidus miniers en laboratoire afin de permettre la saturation de ceux-ci sans l'application de contre-pression lors d'essais cycliques avec l'appareil de compression triaxiale. Les résidus étudiés provenaient de la mine Canadian Malartic (anciennement Osisko). Les courbes de résistances cycliques issues du programme de laboratoire sont présentées à la figure 2.42 pour des contraintes de confinement effectives (σ'_3) de 55, 100 et 200 kPa associées à des indices de vide respectifs de 0,67 (I_D=93%), 0,69 et 0,69 (I_D=90%). L'ensemble des essais se déroulaient pour une contrainte de consolidation isotrope avec chargement déviatorique cyclique à une fréquence de 1 Hz. Les courbes de résistance cycliques présentées à la figure 2.42 indiquent une augmentation du rapport des résistances cycliques (CRR) avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Les rapports des résistances cycliques pour 10 cycles de chargement est de 0,11, 0,132 et 0,17 à des contraintes de confinement de 55, 100 et 200 kPa respectivement.

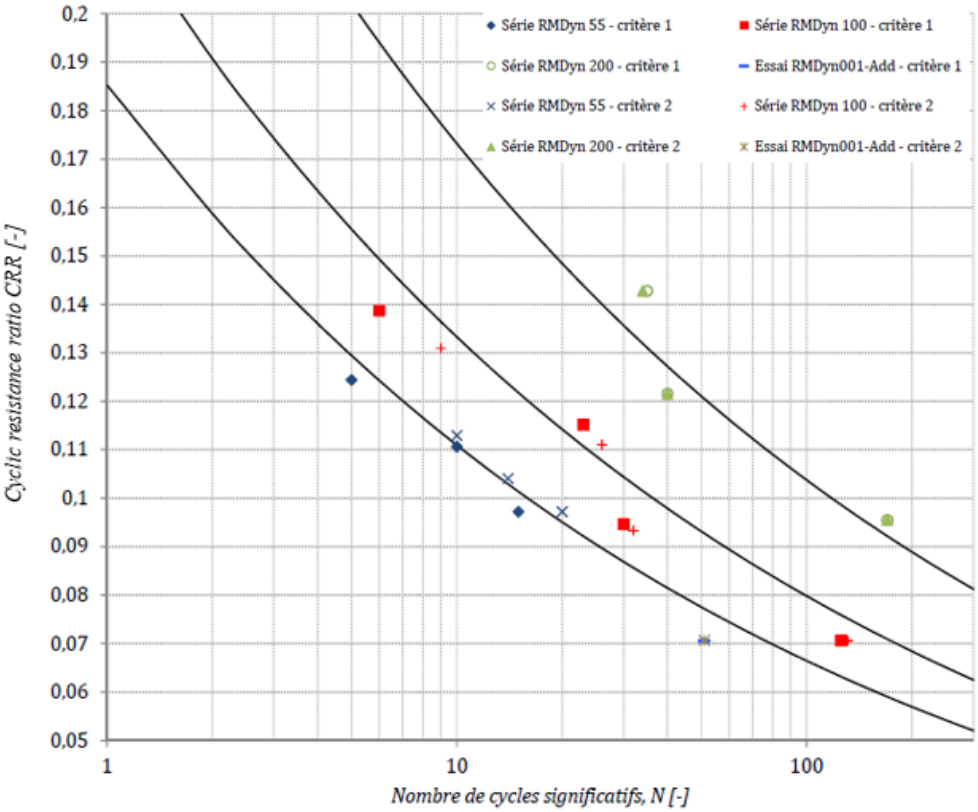


Figure 2.42: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) suite à des essais de compression de compression triaxiale cycliques sur des résidus de la mine Canadian Malartic (Tirée d Poncelet, 2012).

La figure 2.43 présente les résultats d'un essai de compression triaxiale cyclique mené par Poncelet (2012) sur une éprouvette consolidée isotropiquement à 100 kPa ($\sigma'_c = \sigma'_1 = \sigma'_3$) et soumise à un rapport des contraintes cycliques (CSR) de 0,1 (σ_d = 20 kPa). Le critère de liquéfaction employé était une déformation axiale de 0,5% et est marquée par une ligne tiretée à la figure 2.43. Cette définition a été employée par Poncelet (2012) puisque qu'au-delà de cette amplitude de déformation, les éprouvettes ne présentaient pas un comportement jugé adéquat pour supporter des charges en cisaillement.

Ici, la liquéfaction s'est produite après 32 cycles de chargement. Après le 32^e cycle, la déformation axiale s'est mise à augmenter rapidement jusqu'à une valeur de 3% au 40^e cycle de chargement (voir figure 2.43b) et la contrainte déviatorique mobilisée a chuté approximativement à 10 kPa (voir figure 2.43a). Le rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) à liquéfaction était d'environ 0,50 (Δu = 50 kPa) tel qu'illustré à la figure 2.43c.

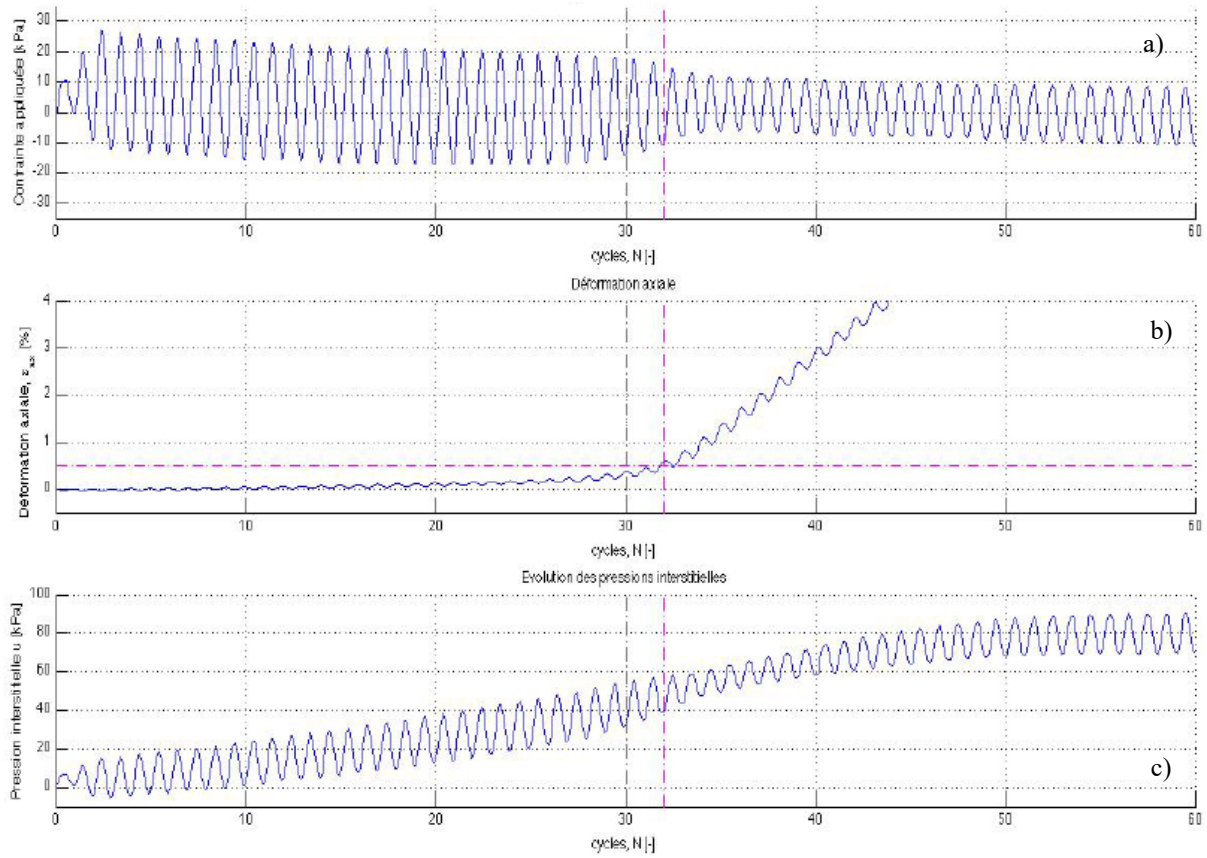


Figure 2.43: Résultat d'un essai de compression triaxiale cyclique sur des résidus miniers de Canadian Malartic à une contrainte de confinement isotrope de 100 kPa réalisé par Poncelet (2012) a) Contrainte déviatorique cyclique, b) Déformation axiale, c) Pression interstitielle en excès.

Les courbes de résistances cycliques pour le même matériau issues des travaux de Contreras (2013) sont présentées à la figure 2.44 et à la figure 2.45. Des essais cycliques en compression triaxiale ont été réalisés pour évaluer l'influence de la consolidation anisotrope, de la contrainte de confinement effective et de la fréquence de chargement sur le comportement dynamique des résidus miniers. Le protocole de préparation des éprouvettes employé lors de ces essais était celui élaboré par Poncelet (2012). Les essais de compression triaxiale cycliques menés par Contreras (2013) ont été réalisés sur des éprouvettes saturées sans l'application de contre-pression.

Sous consolidation isotrope, les courbes de résistance cyclique établies par Contreras (2013) à la figure 2.44 montrent une augmentation du rapport des résistances cycliques avec l'accroissement de la contrainte de confinement effective. Cependant, les courbes de résistance cyclique obtenues suite à une consolidation anisotrope pour des contraintes de confinement de 100

et 200 kPa sont présentées à la figure 2.45 et montrent un comportement inverse aux courbes sous consolidation isotrope. Le rapport d'anisotropie (K_c) était équivalent au coefficient de repos des terres ($K_0 = \sigma'_3/\sigma'_1 = 1\text{-}\sin\boldsymbol{\phi}' = 0{,}4$) (Holtz et Kovacs 1991). Le rapport des résistances cycliques (CRR) identifié par Contreras (2013) à 10 cycles de chargement à une contrainte de confinement de 100 kPa est de 0,15 sous consolidation isotrope et plutôt de 0,18 sous consolidation anisotrope Les fréquences de chargement entre 0,2 et 2 Hz n'ont pas eu d'effet notable sur le comportement dynamique des résidus miniers.

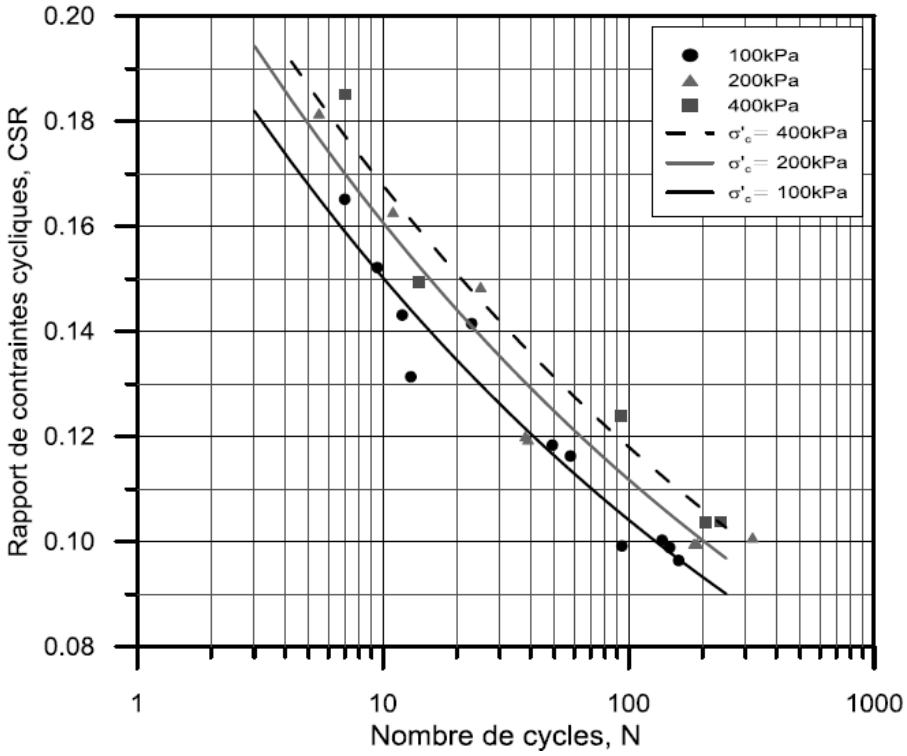


Figure 2.44: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) suite à des essais de compression de compression triaxiale cycliques sur des résidus de la mine Canadian Malartic sous consolidation isotrope (Tirée de Contreras, 2013).

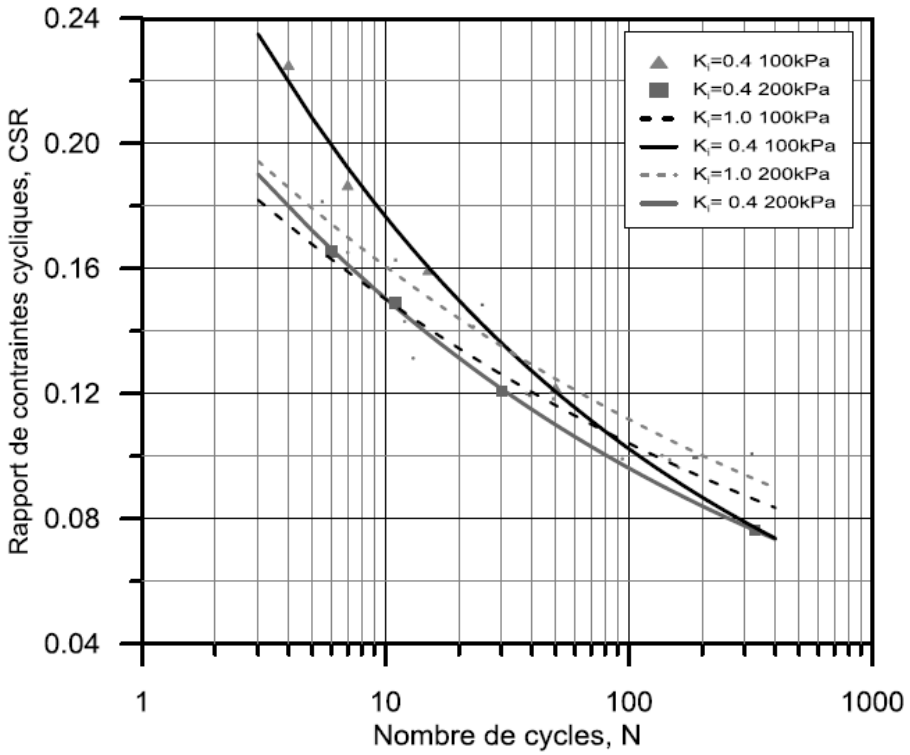


Figure 2.45: Courbes du rapport des résistances cycliques (CRR) suite à des essais de compression de compression triaxiale cycliques sur des résidus de la mine Canadian Malartic sous consolidation anisotrope (Tirée de Contreras, 2013).

2.8.6 Synthèse des principaux travaux antérieurs

Les résultats provenant de différentes investigations peuvent présenter des différences aux niveaux des méthodes de préparation, de l'appareillage d'essai et des propriétés des résidus miniers étudiés. Dans le cas des programmes de laboratoire décrit succinctement plus haut, la liquéfaction était définie comme étant l'atteinte d'une déformation de 5% en double amplitude lors d'essais de compression triaxiale de Ishihara et al. (1980) et Garga et McKay (1984). Pour les essais de compression triaxiale cyclique de Poncelet (2012) et Contreras (2013), la liquéfaction était atteinte à une déformation axiale de 0,5%. Wijewickreme et al. (2005a) et James et al. (2011) ont établi la liquéfaction à une déformation en cisaillement (γ) de 3,75% lors d'essais cycliques de cisaillement simple. Afin de les comparer, les résultats ont été corrigés selon les équations d'équivalence in situ [2.6] et [2.7]. Une comparaison qualitative des propriétés des différents matériaux testés est présentée au tableau 2.6.

Tableau 2.6 : Comparaison des propriétés des résidus miniers testés lors des programmes d'investigation décrit dans le texte.

Référence	Description	Test	MP	D_r	% fines	I_P (%)	e_c	CRR N=10 cycles σ_c'=100 kPa
Ishihara et al. (1980)	Poudre de quartz	CTx	S	2,64	91	0	0,61-0,92	0,225
	El Cobre Old Dike		S	2,72	88	5	0,55-0,89	0,192
	El Cobre No.4 Dike		S	2,71	80	11	0,65-0,93	0,187
	Disputada		S	2,89	98	1	0,76-1,35	0,213
	Mochikoshi		S	2,74	80	10	0,59-0,87	0,175
	Kosaka		S	3,33	77	16	1,25-1,62	0,319
	Furutobe		S	3,19	94	28	1,18-1,41	0,267
Garga et McKay (1984)	Dam B1	CTx	NR	2,78	20	0	0,58-1,24	0,240
	Dam C1		NR	2,77	30	0	0,67-1,30	0,209
	El Cobre Old Dike		MT	2,72	86	4	0,60-1,19	0,194
	El Cobre No.4 Dike		MT	2,71	92	-	0,66-1,31	0,176
	Disputada		MT	2,89	97	0	-	0,195
	Takara		NR	-	100	-	-	0,371
	Mochikoshi		MT	2,74	96	-	0,65-1,32	0,173
	Furutobe		MT	3,18	100	30	-	0,266
Wijewickreme et al. (2005a)	Cuivre et or	DSS	NR	2,78	91	0	0,56	0,216
	Cuivre, or et zinc		NR	3,54-4,42	57-100	2	0,49-1,18	0,125
	Cuivre, or et zinc		WP	3,67	98	1	0,84-0,87	0,125
	Latérite		NR	4,10	100	12	1,32-1,45	0,192
James (2009) James et al. (2011)	Or, argent, zinc, cuivre	DSS	WP	3,88	71	0	0,64	0,110
Poncelet (2012)	Canadian Malartic	CTx	P12	2,75	100	0	0,68-0,73	0,130
Contreras (2013)	Canadian Malartic	CTx	P12	2,75	100	0	0,67-0,76	0,150

CTx : Compression triaxiale cyclique;
DSS : Cisaillement simple cyclique;
MP : Méthode de préparation des éprouvettes;
S : Déposition hydraulique;
NR : Échantillon non-remanié;
MT : Tamponnage humide « *Moist-tamping* »;
WP : Pluviation dans l'eau « *Water pluviation* »;
P12 : Protocole de déposition hydraulique de Poncelet (2012).

Le tableau 2.7 présente les valeurs corrigées des résistances cycliques à 100 kPa issues des essais cycliques décrit précédemment. Les courbes de résistance cyclique en fonction du nombre de cycles de chargement sous contraintes en cisaillement uniformes (CRR-N_{LIQ}) peuvent être exprimées sous la forme d'une fonction de puissance définie par l'équation [2.21] où N est le nombre de cycles et A_0 est le rapport des résistance cycliques pour causer liquéfaction en un seul cycle de chargement.

L'angle de frottement interne effectif n'était pas disponible pour plusieurs des matériaux testés. Une valeur typique du coefficient de repos des terres (K_0) de 0,40 a été octroyée

arbitrairement aux résidus dont l'angle de frottement interne était inconnu. Un coefficient K_0 de 0,4 est équivalent à un angle de frottement de 37°; typique des résidus miniers de mines roches dures (Qiu et Sego 2001; Aubertin et al. 2002a; Bussière 2007)

$$CRR = A_0 N^{-b} \quad [2.21]$$

Tableau 2.7 : Comparaison des courbes de résistance cyclique corrigées pour données de terrain des résidus miniers testés lors de programmes d'investigation antérieurs

Référence	Description (Origine)	ϕ'(°)	K_0	C_r	A_0	b	CRR N=10 cycles, σ_v'=100 kPa in situ
Ishihara et al. (1980)	Poudre de quartz	-	0,40	0.54	0.160	0.121	0,121
	El Cobre Old Dike	-	0,40	0.54	0.133	0.109	0,104
	El Cobre No.4 Dike	-	0,40	0.54	0.127	0.099	0,101
	Disputada	-	0,40	0.54	0.190	0.218	0,115
	Mochikoshi	35*	0,43	0.56	0.150	0.187	0,097
	Kosaka	-	0,40	0.54	0.237	0.139	0,172
	Furutobe	-	0,40	0.54	0.215	0.173	0,144
Garga et McKay (1984)	Dam B1	-	0,40	0.54	0.145	0.048	0,130
	Dam C1	-	0,40	0.54	0.205	0.259	0,113
	El Cobre Old Dike	-	0,40	0.54	0.136	0.112	0,105
	El Cobre No.4 Dike	-	0,40	0.54	0.116	0.086	0,095
	Disputada	-	0,40	0.54	0.153	0.162	0,105
	Takara	-	0,40	0.54	0.353	0.246	0,200
	Mochikoshi	35*	0,43	0.56	0.144	0.174	0,096
	Furutobe	-	0,30	0.54	0.214	0.172	0,144
Wijewickreme et al. (2005a)	Cuivre et or	-	0,40	0.90	0.337	0.239	0,194
	Cuivre, or et zinc	-	0,40	0.90	0.126	0.049	0,113
	Latérite	-	0,30	0.90	0.322	0.270	0,173
James (2009) James et al. (2011)	Or, argent, zinc et cuivre	36,6	0,40	0.90	0.155	0.195	0,099
Poncelet (2012)	Canadian Malartic	35,9	0,41	0.55	0.123	0.237	0,071
Contreras (2013)	Canadian Malartic	36,8	0,40	0.54	0.117	0.159	0,081

*Valeur tirée de Ishihara 1984.

Les courbes de résistance cyclique corrigées pour les conditions de terrain à une contrainte verticale effective de 100 kPa sont montrées à la figure 2.46. Bien que l'angle de frottement interne de la plupart des matériaux testés ne soit pas présenté dans les publications de Ishihara et al. (1980), Garga et McKay (1984) et Wijewickreme et al. (2005a), l'estimation de ces valeurs à partir de valeurs typiques de résidus miniers de mines de roches dures est jugée convenable.

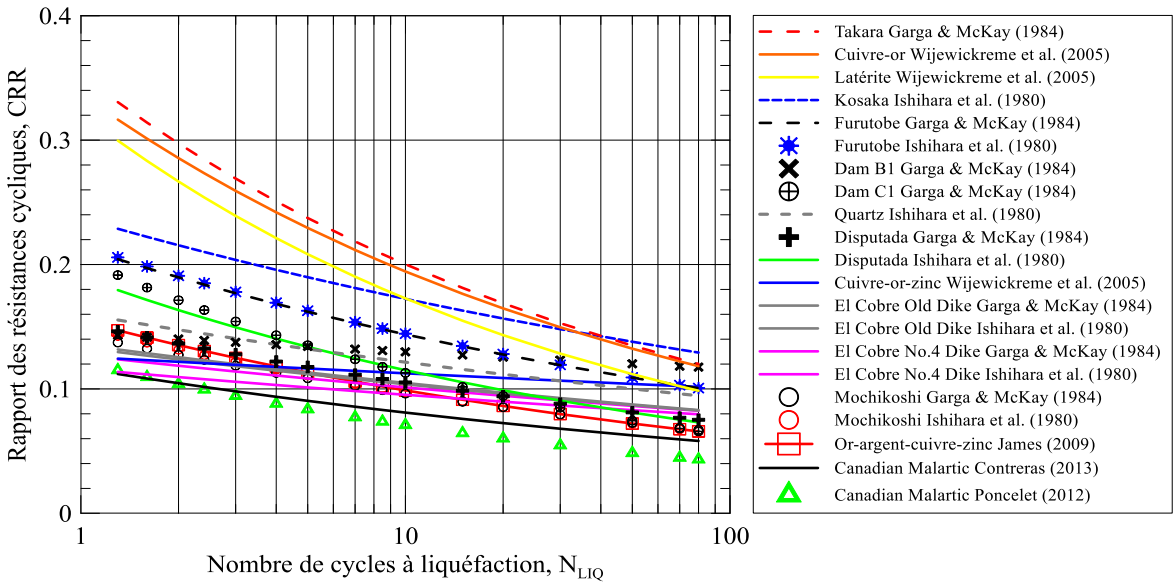


Figure 2.46: Courbes de résistance cyclique corrigées pour les conditions terrain en fonction de l'appareillage d'essai et d'une contrainte verticale effective de 100 kPa pour les programmes de laboratoire présentés précédemment.

Les résidus miniers de Canadian Malartic étudiés par Poncelet (2012) et Contreras (2013) présentent des résistances cycliques moindres malgré des indices de vides lors des essais autour de 0,68 (I_D =90%). La majorité des matériaux testés sont caractérisés par un rapport des résistances cycliques variant entre 0,08 et 0,20 pour 10 cycles de chargement à une contraintes verticale effective de 100 kPa. Les matériaux présentant des résistances cycliques supérieures à la tendance sont les résidus en provenance de Takara testés par Garga et McKay (1984), les résidus de cuivre et d'or et de latérite testés par Wijewickreme et al. (2005a) ainsi que les résidus miniers de Kosaka testés par Ishihara et al. (1980). Les résidus de latérite ont un pourcentage d'argile de 35% (I_P = 12%) et la proportion de particules d'un diamètre équivalent inférieur à 2 µm des résidus de Takara est d'environ 10%. Les résidus de Takara pourraient donc avoir un indice de plasticité élevé Par exemple, les résidus miniers de Mochikoshi ont un indice de plasticité de 10% et leur proportion de particules argileuses est de 15%. Les résidus de cuivre et d'or testés par Wijewickreme et al. (2005a) étaient plus denses que plusieurs autres échantillons (avec e_c = 0,556 après consolidation à 100 kPa). Les résidus de Kosaka sont les seuls qui ont une résistance cyclique comparable à celles des échantillons de résidus de cuivre et d'or et de latérite non-remaniés et du site de Takara.

CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE LABORATOIRE ET OBJECTIFS PRINCIPAUX DU PROJET DE RECHERCHE

Ce projet de recherche vise à étudier le comportement dynamique des résidus miniers de la mine Canadian Malartic en faisant la détermination des courbes de résistances cycliques sous contraintes en cisaillement uniforme (CRR-N_{LIQ}). L'objectif secondaire est d'évaluer la réponse cyclique ainsi que l'influence de la contrainte de confinement (σ'_c) et de l'indice de densité (I_D). Les données expérimentales serviront éventuellement aux modèles numériques afin de simuler le comportement des résidus miniers sous une charge sismique et permettre d'évaluer les effets de l'implantation d'inclusions de roches stériles dans les parcs à résidus. La méthodologie employée pour atteindre les objectifs du projet a également permis de vérifier que la pression interstitielle en excès (Δu) générée lors d'un chargement cyclique (en analogie à un séisme) était liée à l'énergie dissipée par unité de volume de sol (E) et indépendante de la méthode d'application du chargement (amplitude et régularité des contraintes et déformations en cisaillement) (Polito et al. 2013).

La section 3.1 résume les essais de caractérisation menés sur les résidus de la mine Canadian Malartic. Le protocole de préparation des éprouvettes de résidus miniers est présenté à la section 3.2 et le déroulement des essais est résumé à la section 3.3. Des commentaires généraux sur les essais préliminaires menés avant la réalisation du programme de laboratoire principal sont mentionnés à la section 3.4. Le programme d'essais cycliques avec le TxSS et l'analyse des données sont présentés au chapitre 4 dans un manuscrit soumis à la revue canadienne de géotechnique. Les résultats des essais cycliques sont présentés en intégralité aux Annexes J à V.

3.1 Caractérisation du matériau

Les essais de caractérisation ont été réalisés aux laboratoires de mécanique des sols et d'environnement minier à Polytechnique Montréal. L'ensemble des essais de caractérisation ont été conduits selon les normes ASTM en vigueur à l'exception de l'essai de mesure de la densité maximale (e_{min}). L'essai qui donne l'indice de vide minimal a été mené selon le protocole des essais de compaction Proctor modifié (ASTM-D1557-12 2012).

Les résidus miniers de la mine Canadian Malartic sont classifiés comme du silt avec un peu de sable (ML) selon le « *Unified Soil Classification System* » (USCS) (Holtz et Kovacs 1991). Ils ont une proportion de particules fines (<75 μm) de 79% (ASTM-D1140-14 2014) et la densité relative des grains (D_r) est de 2,71 (ASTM-D854-14 2014). Les essais de caractérisation sont présentés succinctement en annexes L'Annexe B résume les essais de sédimentométrie, l'Annexe C présente les essais de densité relative au pycnomètre, l'Annexe D présente les essais de compaction Proctor modifié et l'Annexe E montre les résultats des essais de cisaillement direct. L'Annexe F présente les essais de caractérisation minéralogiques semi-quantitatives par diffraction des rayon X menées au laboratoire en environnement minier de l'IRME de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT), à Rouyn-Noranda.

3.2 Protocole de préparation des éprouvettes de résidus miniers

Le protocole de déposition hydraulique de Poncelet (2012) développé à Polytechnique Montréal a été employé afin de reproduire le mode de déposition des rejets de concentrateur sur le site. Ce protocole de laboratoire a été élaboré afin de produire des éprouvettes homogènes et représentatives des résidus sur le terrain en plus de permettre la saturation en laboratoire sans l'application d'une contre-pression.

La pulpe formée de résidus miniers et d'eau est malaxée à l'intérieur d'une cellule de désaération hermétique où une succion est appliquée. La figure 3.1a présente la cellule de désaération développée par Poncelet (2012) composée d'une cellule hermétique, d'une perceuse électrique, un axe de malaxage (arbre rotatif) et d'une pompe à vide. La figure 3.1b illustre le mouvement des particules lors du malaxage afin de favoriser la désaération et l'homogénéité de la pulpe de résidus miniers.

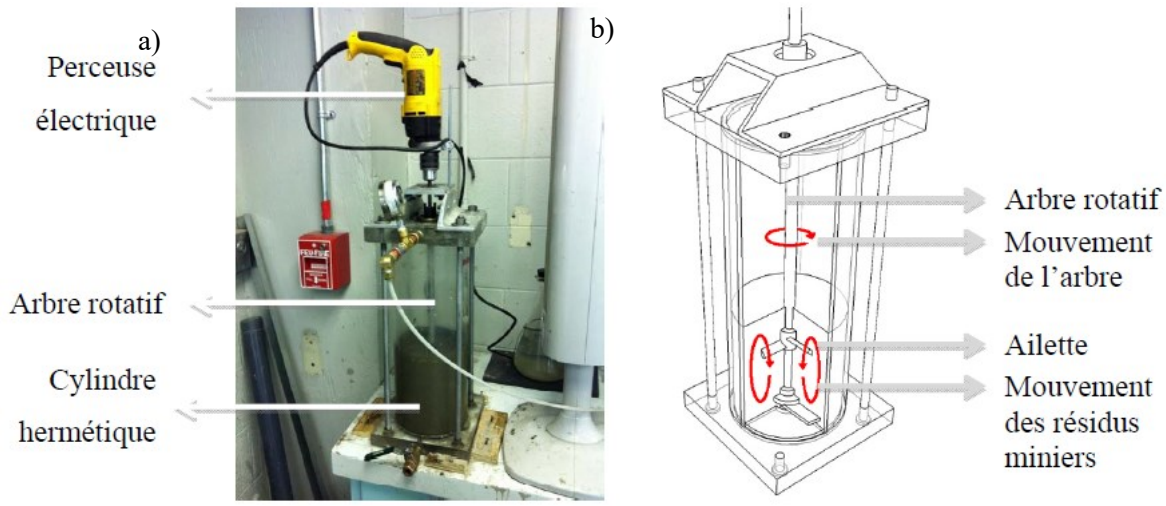


Figure 3.1: a) Cellule de désaération employée lors du protocole de déposition hydraulique de Poncelet (2012), b) Schéma de la procédure de désaération des résidus miniers (Tirée de Poncelet, 2012).

Le protocole de Poncelet (2012) adapté pour la préparation des éprouvettes de résidus miniers lors des essais de TxSS est décrit en détails à l'Annexe G et est présenté succinctement ci-dessous. Quelques modifications au protocole de déposition hydraulique ont été apportées puisque les essais cycliques ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Sherbrooke avec une cellule de désaération différente de la cellule conçue à Polytechnique Montréal, mais aussi un appareil d'essai et un moule de déposition différents.

La cellule de désaération conçue par Poncelet (2012) est montrée à la a. La cellule de grande taille est fabriquée en acrylique usiné et le moteur électrique est contrôlé par un panneau de commande automatique. L'étanchéité de la cellule est assurée par des joints toriques placés aux extrémités. La succion et la pression sont appliquées via une valve de régularisation. La configuration du bloc supérieur de la cellule empêche toute particule de sol (résidu) d'être aspirée par la pompe. La cellule employée à l'Université de Sherbrooke pour les essais de TxSS est présentée à la b. L'étanchéité est obtenue en insérant le bloc cylindrique dans des rainures aux blocs supérieurs et inférieurs et en ajoutant du scellant sur les joints internes et externes. Ce scellant devait être retiré et appliqué à nouveau de façon périodique afin d'assurer une étanchéité adéquate. Le moteur est celui d'une perceuse-visseuse électrique fixée à l'axe de malaxage. Le joint entre le bloc supérieur de la cellule, l'axe de malaxage et la perceuse-visseuse électrique est le point de fuite le plus probable, car l'axe de malaxage doit tourner librement tout en empêchant l'égalisation

des pressions entre l'air ambiant et l'intérieur de la cellule. La taille de la cellule est près de trois fois moindre que celle de la cellule utilisée par Poncelet (2012).

Avec la cellule de désaération employée à l'Université de Sherbrooke, il n'était pas possible de préparer des échantillons complètement saturés sans l'application d'une contre-pression d'au moins 50 kPa. La succion maximale applicable lors de la phase de désaération variait entre 70 et 80 kPa. La difficulté de saturer (désaérer complètement) le mélange d'eau et de résidus dans la cellule peut également être attribuable au système de production d'eau désaérée au laboratoire de l'Université de Sherbrooke. Ce système de désaération de l'eau ne permettait pas la désaération de l'eau présente dans le réservoir depuis un certain temps.

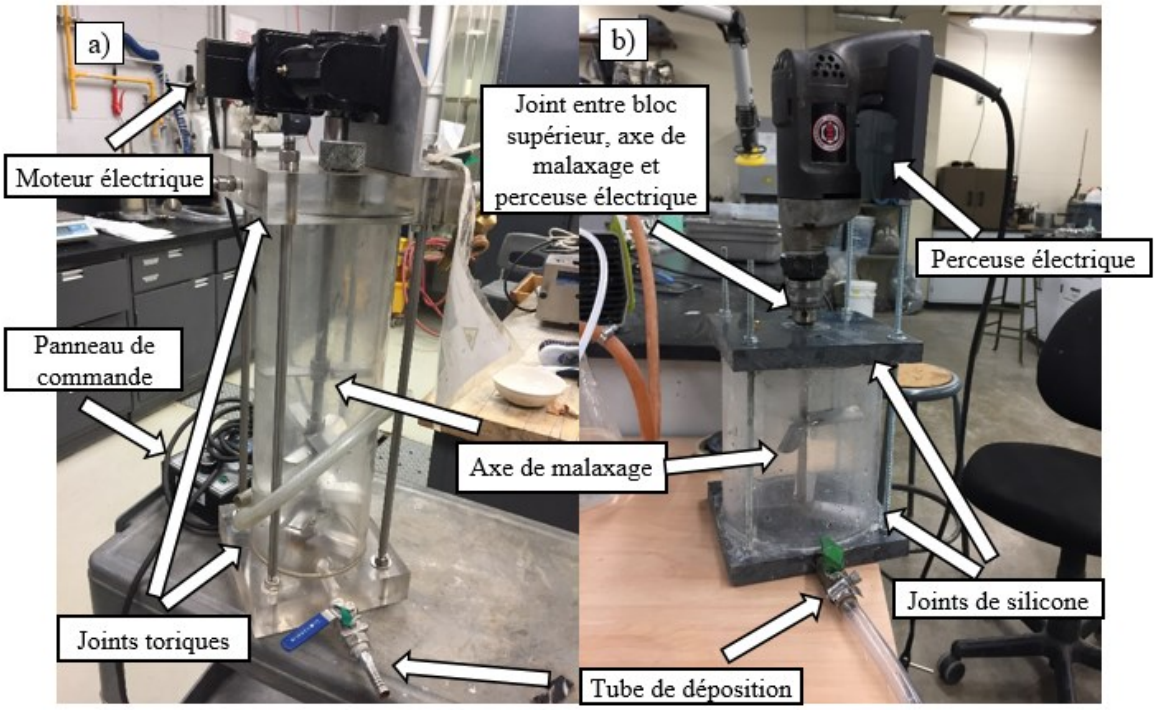


Figure 3.2 : a) Cellule de désaération selon le protocole de Poncelet (2012) à Polytechnique Montréal, b) Cellule maison assemblée à l'Université de Sherbrooke.

Spécifiquement pour le présent projet de recherche, un moule de déposition adapté au TxSS a été conçu. Ce moule a été adapté pour le protocole de déposition hydraulique de Poncelet (2012) pour des sols fins puisqu'il permet de serrer la membrane avec des anneaux de caoutchouc à l'intérieur du moule et ainsi éviter que des particules (et de l'eau) s'échappent sous le montage. La principale contrainte au niveau de la préparation des échantillons était liée à la plateforme supérieure de la

cellule TxSS. L'espace libre entre le sommet de l'échantillon et la conduite de drainage supérieure du montage était d'au plus 30 mm. La densification des échantillons était limitée par le peu d'espace et la teneur en eau initiale du mélange d'eau et de résidus lors de la phase de désaération (w_{00}) devait alors être proche de la limite de liquidité apparente. Un plan de conception détaillé du moule de déposition et de l'agencement entre le moule et les composantes de l'appareil TxSS est présenté l'Annexe H.

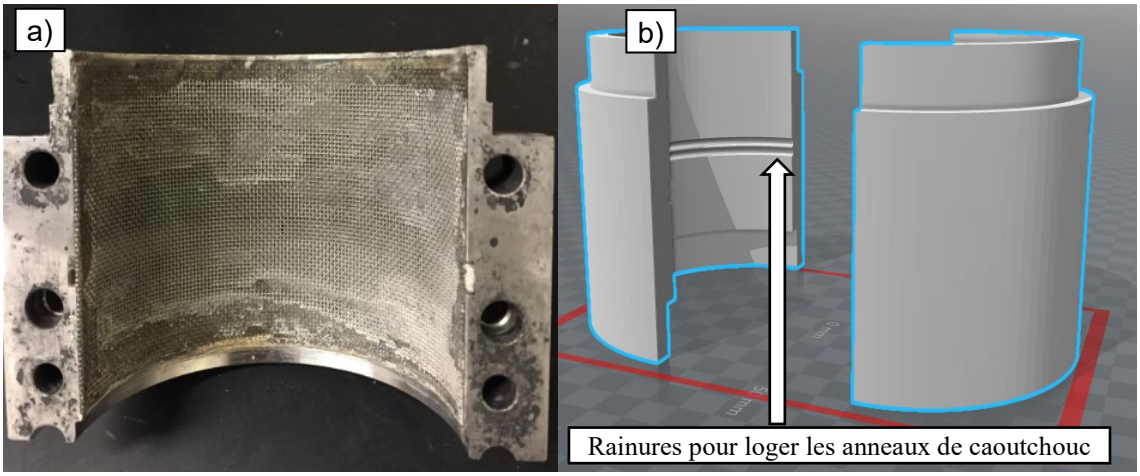


Figure 3.3 : a) Moule de déposition conventionnel utilisé pour préparer des éprouvettes par tamponnage humide lors d'essais de TxSS à l'Université de Sherbrooke, b) Modèle 3D du moule de déposition adapté pour le protocole de déposition hydraulique lors des essais cycliques avec le TxSS.

Une phase de densification avait lieu avant de retirer le moule de déposition et de mettre les éprouvettes en cellule. Cette phase nécessitait l'application d'une charge axiale de 10 kPa et une succion d'environ 8 kPa afin de retirer l'eau qui n'est pas contenue dans les interstices des particules solides. Les valves de drainages étaient fermées de façon à ce qu'une succion demeure dans l'éprouvette et procure une légère résistance additionnelle aux éprouvettes lors du retrait du moule.

Une fois les éprouvettes de résidus miniers mises en cellule, elles subissaient une phase de circulation et de saturation préalablement aux phases de consolidation et la réalisation des essais de chargement cyclique avec le TxSS. Durant la phase de circulation, une pression de confinement cellulaire (σ_c) de 50 kPa et une contre-pression (u) de 40 kPa étaient appliquées ($\sigma'_c = 10$ kPa) et

la valve de drainage supérieure du montage était ouverte périodiquement afin de faire sortir toute bulle d'air (dans le cas échéant) emprisonnée dans les conduites (voir figure 2.30).

Par la suite, la pression de confinement cellulaire et la contre-pression étaient alors augmentées succinctement de 15 kPa et la mesure du coefficient des pressions interstitielles de Skempton (B) était prise afin d'évaluer le degré de saturation (S_r) des éprouvettes. Une valeur de B de 0,93 a été retenue comme indicative d'un degré de saturation adéquat (Holtz et Kovacs 1981). Lorsque la valeur de B était inférieure à 0,93, les pressions étaient augmentées à nouveau de 15 kPa et une seconde mesure était prise après une heure.

Lors de la phase de consolidation, la pression de confinement cellulaire était augmentée à la valeur prévue lors de l'essai. Pour un essai à 100 kPa où le coefficient des pressions interstitielles (B) s'est avéré satisfaisant sous une contre-pression (u) de 150 kPa, la pression de confinement cellulaire (σ_c) était augmentée graduellement jusqu'à une valeur de 250 kPa par exemple. Le volume d'eau sortant des éprouvettes (ΔV_c) était recueilli dans une burette graduée montée sur le panneau de commande de l'appareil (voir figure 2.30). La phase de consolidation était complétée lorsque le capteur de pression interstitielle indiquait une valeur stable et qu'aucun changement de volume additionnel n'était observé dans la burette graduée. Une description complète des différentes phases et étapes de préparation des éprouvettes de résidus miniers est présentée à l'Annexe G

3.3 Déroulement des essais de chargement cycliques

La réalisation des essais de chargement cyclique avec le TxSS est similaire aux essais cycliques avec l'appareil DSS. La figure 3.4 présente les paramètres mesurés lors des essais ainsi que l'agencement des différentes composantes de l'appareil. La partie supérieure du montage est libre de se déplacer dans les directions horizontales et verticales. Tous déplacements sur le plan horizontal sont cependant permis dans une direction seulement (axe x) et la direction perpendiculaire à cette dernière (axe y perpendiculaire à la page sur la figure 3.4) ne subit pas de déplacement. Les déplacements horizontaux sont appliquées par l'axe de chargement horizontal (voir figure 2.30) et sont contrôlés (connus). L'axe de chargement vertical est également libre dans les axes x et z et ne fait que suivre les déplacements induits à la base supérieure du montage.

Puisque les déformations radiales sont permises (la membrane de caoutchouc n'est pas renforcée de câble en acier), les dimensions des éprouvettes peuvent varier lors des essais, mais le volume demeure constant puisque les valves de drainage sont fermées. Typiquement, une diminution de la hauteur initiale des éprouvettes (H) est associée à une augmentation du diamètre de celle-ci tel qu'illustré à la figure insérée à la figure 3.4.

Lors des essais, la pression de confinement cellulaire (σ_c) et la contre-pression (u) sont constantes. La pression interstitielle en excès (Δu), les déformations en cisaillement (γ) (déplacements horizontaux), les déplacements verticaux et les contraintes en cisaillement (τ) sont mesurés de façon continue et le système d'acquisition affiche les différents résultats en temps réel (voir figure 4.4).

Suite à la complétion des essais, la valve de drainage inférieure est ouverte et le volume eau drainé lors de dissipation de la pression interstitielle en excès (ΔV_d) est recueilli dans une burette graduée. Ce volume d'eau est utilisé pour estimer le volume des éprouvettes lors des essais cycliques à partir du volume final des éprouvettes lors du démontage de la cellule TxSS.

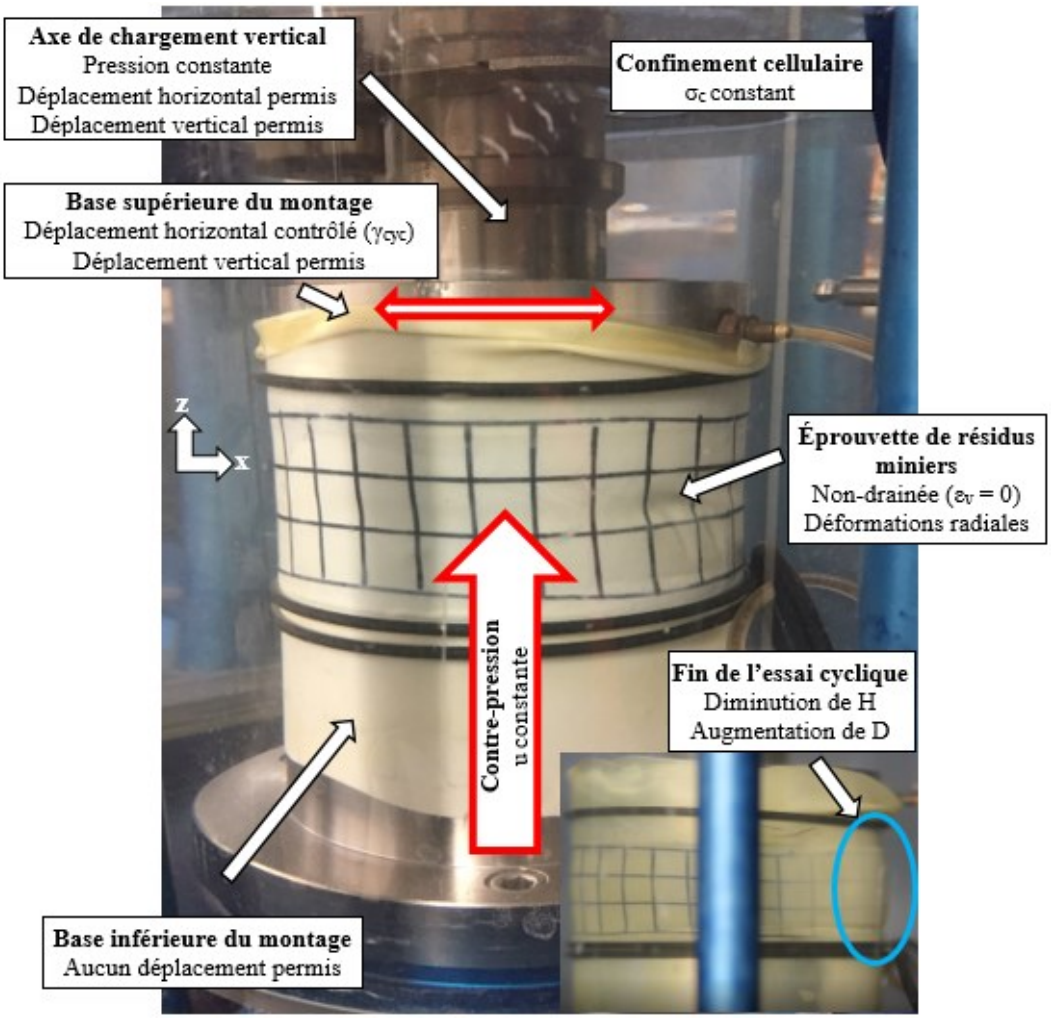


Figure 3.4: Illustration du déroulement des essais de chargement cyclique avec le TxSS.

3.4 Essais préliminaires et autres informations

Le programme d'essais de laboratoire est présenté dans un manuscrit soumis à la revue canadienne de géotechnique au chapitre 4. Un programme d'essais préliminaires a été réalisé afin notamment d'évaluer si l'application d'une contre-pression pouvait influencer le comportement dynamique des résidus lorsque testés avec l'appareil TxSS. Ce programme d'essais préliminaires est présenté en détails sous la forme d'un article de conférence à l'Annexe I (Archambault-Alwin et al. 2017).

Contrairement à ce qui a été observé par et Xia et Hu (1991), Okamura et Soga (2006) et Poncelet (2012) pour des essais cycliques non-drainés avec l'appareil de compression triaxiale, la

contre-pression appliquée afin de saturer les éprouvettes de sols fins en laboratoire n'a pas eu d'effet notable sur la résistance cyclique des résidus miniers testés avec l'appareil TxSS.

Quelques éprouvettes ont également été préparées par pluviation dans l'eau (WP). Cependant, cette méthode produit des échantillons plus hétérogènes qu'avec la méthode de déposition hydraulique de Poncelet (2012) et leur saturation sous de faibles contre-pressions est plus difficile (Vaid et Sivathayalan 1997; Wijewickreme et al. 2005a). Les résultats des essais cycliques sur les échantillons produits avec cette méthode de préparation se sont avérés inconcluants. La méthode de déposition hydraulique de Poncelet (2012) a été utilisée pour les essais de cisaillement cycliques.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: EVALUATION OF THE CYCLIC RESISTANCE OF TAILINGS USING TXSS TESTING AND AN ENERGY-BASED APPROACH

Xavier Archambault-Alwin, Michael James, Mourad Karray, Michel Aubertin, and Mohamed Chekired

Submitted to the Canadian Geotechnical Journal on November 24th, 2017

Abstract: A laboratory investigation program to evaluate the cyclic resistance of tailings from the Canadian Malartic Mine, in Quebec, Canada, was conducted using the triaxial-simple shear device (TxSS). In total, 29 tailings specimens were prepared using a slurry deposition technique. The specimens were isotropically consolidated to effective confining stresses of 50, 100, 300 and 500 kPa and subjected to uniform cyclic shear loading with strains amplitudes of 0.275 to 1.57% at a frequency of 1 Hz in undrained conditions beyond the initiation of liquefaction. The results obtained from the cyclic tests were used to calibrate a numerical model using an energy-based approach. This modelling approach was verified by conducting four additional tests where the variable cyclic strains produced from the numerical simulations of cyclic tests under uniform shear stress were applied to the specimens and compared to uniform cyclic shear stresses simulations. The numerical model was then used to establish the liquefaction resistance curves of the tailings for uniform cyclic shear stress amplitudes (i.e. cyclic resistance ratio, CRR).

Keywords: tailings, dynamic behavior, dynamic liquefaction, TxSS device, energy-based approach, strain-controlled

Résumé : Un programme d'essais de laboratoire visant à étudier le comportement dynamique des résidus de la mine Canadian Malartic, au Québec, a été réalisé avec l'appareil triaxial-simple shear (TxSS). Les 29 éprouvettes ont été reconstituées par déposition hydraulique de façon à reproduire le mode de déposition sur le site. Les éprouvettes ont été consolidées de façon isotrope à des contraintes de confinement effectives de 50, 100, 300 et 500 kPa, puis soumises à des cycles de déformations uniformes allant de 0.275 à 1.57% à une fréquence de 1 Hz. Les essais cycliques non-drainés se sont poursuivis au-delà de la liquéfaction des éprouvettes. Les essais sous déformations d'amplitudes constantes ont été utilisés pour calibrer un modèle numérique selon une méthode énergétique. Cette approche numérique a été évaluée à partir de 4 essais additionnels pendant lesquels les déformations obtenues numériquement pour des essais simulés sous contraintes uniformes ont été imposées aux échantillons, puis comparées aux contraintes cycliques reproduites expérimentalement. Le modèle numérique ainsi validé a ensuite été utilisé pour établir les courbes de résistance cyclique sous contraintes uniformes de façon à définir le potentiel de liquéfaction dynamique de ces résidus (selon le rapport des résistances cycliques, CRR).

Mots-clés: résidus miniers, comportement dynamique, liquéfaction dynamique, appareil TxSS, méthode de l'énergie, déformations contrôlées

4.1 Introduction

Earthquakes are a leading cause of tailings impoundment failure and liquefaction of the retained tailings has been cited as a causative factor in several of these failures (Ishihara 1984; ICOLD 2001; Davies 2002; Azam & Li 2010). Thus, the evaluation of the potential for liquefaction of the retained tailings is an important element in the analysis of the seismic performance of tailings impoundments.

Several researchers have studied the dynamic behavior of mine tailings to further understand the mechanisms of liquefaction. Despite laboratory programs using various apparatuses and preparation methods, the evaluation of the cyclic response of tailings based on their intrinsic properties, such as density and grain-size distribution, remains somewhat uncertain. Some of relevant findings from previous investigations are summarized here.

Ishihara et al. (1980) conducted cyclic triaxial tests on tailings from various sites using different preparation techniques. They observed that specimens with higher density indices and plasticity exhibited higher cyclic strength than looser, nonplastic specimens. They also observed that the specimen preparation technique had a significant effect on the cyclic strength. Vaid & Sivathayalan (2000) tested sandy soils under equivalent conditions and also noted a difference in the response to shear loading based on the specimen preparation method and initial fabric.

Garga & McKay (1984) performed cyclic triaxial tests on 20 tailings and 13 non-tailings materials. They noted that the cyclic strengths of tailings slimes and non-tailings fines were similar and that undisturbed specimens had higher cyclic resistances than reconstituted specimens.

Verdugo (2005) tested undisturbed and reconstituted tailings specimens with various percentages of fines. The undisturbed specimens exhibited significantly higher cyclic resistance than the reconstituted specimens.

Wijewickreme et al. (2005) evaluated the cyclic response of undisturbed tailings specimens from three locations using cyclic DSS testing and noted two distinct observations: i) there was an increase in cyclic resistance with plasticity index; and ii) the cyclic resistance of slightly plastic tailings increased with initial consolidation stress, but not the cyclic resistance of nonplastic tailings. Riemer et al. (2008) observed that an increase in effective consolidation stress caused a reduction of the cyclic resistance of tailings tested in a cyclic triaxial apparatus. James et al. (2011)

studied the dynamic behavior of nonplastic tailings from a mine in western Québec using a cyclic simple shear device and observed that the cyclic strength appeared to be independent of initial consolidation stress. Undrained cyclic triaxial compression tests performed on hydraulically deposited specimens by Poncelet (2012) and Contreras (2013) on tailings from the Canadian Malartic Mine site indicated an increase in cyclic resistance with an increase in consolidation stress.

Geremew & Yanful (2012) performed cyclic triaxial tests on tailings and natural sediments. They noticed that for similar grain-size distributions, density and plasticity, the tailings had a higher resistance to liquefaction than natural sediments.

These testing programs, and others, indicate that the response of tailings to cyclic loading tends to vary with the basic material properties and testing conditions. To assess the potential for dynamic liquefaction, specific laboratory testing programs are recommended as the complex effects of grain size and fines content, plasticity, density index, particle shape and strength, as well as consolidation stress may vary for different tailings.

This paper summarizes a laboratory investigation program conducted to evaluate the liquefaction resistance of tailings using the triaxial-simple shear device (TxSS). Saturated tailings specimens were prepared following a hydraulic deposition protocol developed by Poncelet (2012) and then consolidated isotropically to effective confining stresses of 50, 100, 300 and 500 kPa. Cyclic testing was performed in two phases. The first phase consisted of 29 specimens subjected to uniform cycles of shear strain that produced varying amplitudes of cyclic shear stress. These results from cyclic testing were used to calibrate an energy-based numerical model. The numerical model was then used to simulate tests where the cyclic loading consisted of uniform shear stress amplitudes that produced variable cyclic shear strains amplitudes; results from the simulated and actual cyclic tests were compared to validate the approach.

Strain-controlled cyclic tests have been recognized as a reliable method of evaluating excess pore water pressures buildup in laboratory cyclic testing as these are less influenced by specimen density, fabric and load application method (Ladd et al. 1989; Figueroa et al. 1994; Olgun & Kamalzare 2017). Thus, the undrained TxSS cyclic tests were performed under strain-controlled conditions. In strain-controlled cyclic testing, the mobilized shear stress ratio is dependent on the applied strain and the stiffness of the material. The experimental cyclic response appears to be less prone to the influence of other parameters such as testing frequency, initial soil fabric and load

shape (Nemat-Nasser & Shokooh 1979; Simcock et al. 1983; Baziar & Sharafi 2011; Movahed et al. 2011; Jafarian et al. 2012, Polito et al. 2013).

An energy-based approach was employed to calibrate a numerical model that was subsequently used to evaluate the cyclic resistance of the tailings in terms of equivalent uniform cycles of shear stress. To do so, an analytical procedure relating the onset of liquefaction with the cumulative dissipated energy per unit volume of tailings, similar to the one presented by Jafarian et al. (2012), was applied.

The second phase of laboratory testing consisted of four specimens subjected to the variable cycles of shear strain produced in the numerical simulations. These tests produced uniform cycles of shear stress in very good agreement with those obtained from the numerical simulations, verifying the simulations and the approach.

4.2 Geotechnical characterization of the tailings

The tailings samples were obtained in the Spring of 2016 from the outlet of the ore processing mill of the Canadian Malartic Mine in the Abitibi region of Quebec. This mine produces gold from hard rock ore deposits. The tailings were transported in drums to Polytechnique Montreal. The tailings were rinsed with clean water and then air dried to remove any soluble. Geotechnical tests were conducted to characterize the tailings.

The relative density, D_r, of the grains was determined to be 2.71 (ASTM D854-14 2014), which is typical of natural soils and of hard rock tailings from gold mines. Figure 4.1 presents the grain-size distribution curve of the tailings (ASTM D422-63 2007; ASTM D1140-14 2014). They consist of 79% fines particles (<0.075 mm) with the remainder composed of fine-grained sand. The diameter of the largest particles, D_{100}, is approximately 0.3 mm. The coefficient of uniformity, C_U, and coefficient of curvature, C_C, are 12.5 and 1.26, respectively. Manual manipulation indicated that the tailings are nonplastic and cohesionless. The tailings are classified as nonplastic silt (ML) with little fine-grained sand according to the Unified Soil Classification System (USCS) (ASTM-D2487-11 2011).

Maximum and minimum void ratios, e, of 1.49 and 0.45, respectively, were evaluated by dry pouring (ASTM D4254-16 2016) and modified Proctor compaction (ASTM D1557-12 2011).

Drained triaxial compression tests performed by Grimard & James (2017) on the same tailings indicate an effective internal friction angle, ϕ', of approximately 38° (ASTM D7181-11 2012). The properties of these tailings are comparable to those reported by Vick (1990), Aubertin et al. (1996, 2002), Qiu & Sego (2001) and Bussière (2007) for various hard rock tailings, and by James et al. (2011) for tailings from another mine in the Abitibi region of Québec. The basic characteristics of the tailings are summarized in Table 4.1.

4.3 The Triaxial-Simple Shear Device

The triaxial-simple shear device (TxSS) was designed collaboratively by the Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) and the Civil Engineering Department at the Université de Sherbrooke. This device incorporates features of the conventional triaxial compression and simple shear devices.

The TxSS device consists of a biaxial loading frame with a cylindrical pressure cell as shown on Figure 4.2. Specimens are placed on a fixed lower platen within the pressure cell and an upper platen is placed on the specimen enclosed in a membrane. The diameter and height of the specimen are about 79 mm and 27 mm, respectively; the height to width ratio is approximately 1/3. Isotropic confining pressure can be applied to the specimen via the pressure cell. Porous stones in the upper and lower platens, valves and instrumentation are used to control the pore water pressure within the specimen (including the back pressure) and the drainage conditions (drained or undrained) as well as monitoring volume change or pore water pressure development. The specimen can be loaded axially using a vertical ram or horizontally at the upper platen using a shearing ram. The horizontal shearing ram can apply cyclic loads on the platen at a frequency of up to 10 Hz in strain-controlled conditions. It is also possible to import non-uniform records to directly simulate earthquake ground motions. The data logging interface records and displays the measured parameters at 0.005 second intervals during testing (Chekired et al. 2015).

The TxSS device can be operated as a conventional triaxial or simple shear device, or in an innovative manner that combines the advantages of triaxial compression and simple shear testing. Specimens can be consolidated isotropically or anisotropically. A back pressure can be applied and

Skempton's B-value measured to verify the degree of saturation, S_r. Loading can be applied in drained or undrained conditions. Strain-controlled, vertical compressive or horizontal shear loading can be applied to the top of the specimen, monotonically or cyclically. The configuration of the device also allows rotation of the principal stress axes. The displacements, volume change, vertical and horizontal (radial) stresses and pore water pressures can be measured during testing. Alternatively, the specimen may be confined in annular (stiff) metal rings that prevent lateral deformation. As in a simple shear device; the lateral stress then depends on the applied compressive stress based on K_O conditions. The characteristics and capabilities of the TxSS device are presented in more details, with validation tests, in Chekired et al. (2015), Hussien et al. (2015); Karray et al. (2015), Khashila et al. (2015, 2017a, 2017b).

4.4 Energy-based approach for the analysis of cyclic testing

An energy-based approach can be used with cyclic testing to correlate the energy dissipated per unit volume of soil (or tailing) to the excess pore water pressure in undrained tests or the volume change in drained tests (Nemat-Nasser & Shokooh 1979; Simcock et al. 1983). Berrill & Davis (1985) developed Equation [4.1] to relate the excess pore water pressure to the dissipated energy per unit volume, ΔE (in J/m³):

$$[4.1]\ \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} = \alpha \left[\frac{\Delta E}{\sigma'_{vo}}\right]^{\beta} = \alpha W_s^{\beta}$$

Δu is the excess pore water pressure in kPa, σ'_{vo} is the initial effective vertical stress in kPa, α and β are dimensionless experimental parameters and W_s is the energy per unit volume normalized by σ'_{vo}. W_s is termed "*energy density*" and is a dimensionless scalar value (Simcock et al. 1983; Jafarian et al. 2012). The term $\Delta u/\sigma'_{vo}$ is the excess pore water pressure ratio, r_u. Equation [4.1] accounts for the non-linearity of the relation between the generation of excess pore water pressure and the cumulative dissipated energy. As excess pore water pressure is generated, the stiffness of the specimen decreases and progressively less energy is dissipated per cycle with further loading. The energy exerted during cyclic testing is obtained by integrating the area of the stress versus

shear strain hysteresis loop and is obtained from Equation [4.2] (Simcock et al. 1983; Figueroa et al. 1994; Green et al. 2000).

$$[4.2]\ W_s = \sum_{N=0}^{N_{LIQ}} (\gamma_{N+1} - \gamma_N) \left(\frac{CSR_{N+1} + CSR_N}{2}\right)$$

In Equation [4.2], N is the number of cycles, N_{LIQ} is the number of cycles to liquefaction, γ is the relative shear strain expressed in percent and CSR is the cyclic stress ratio (the shear stress (in kPa) divided by the initial effective stress, τ/σ'_{vo}).

Green et al. (2000) updated the energy-based approach with Equation [4.3] defined as the GMP model:

$$[4.3]\ r_u = \sqrt{\frac{W_s}{PEC}}$$

where PEC is the pseudo-energy capacity, a dimensionless parameter related to the density index of the specimen and serves to reflect the fact that more energy is required to generate an equivalent amount of excess pore water pressure as the density increases (Hazirbaba & Rathje 2009; Baziar & Sharafi 2011; Olgun & Kamalzare 2017). The value of PEC can be determined by plotting the excess pore water pressure (i.e. ratio r_u) generated during cyclic testing against the square root of the cumulative dissipated energy, $W_s^{0.5}$. PEC is the squared value of normalized cumulative dissipated energy per unit of soil, $W_s^{0.5}$, where a straight line passing through the origin and r_u = 0.65 intersects r_u = 1 (Green et al. 2000; Polito et al. 2008).

This energy-based approach was adapted by Karray et al. (2015) for strain-controlled cyclic testing with the TxSS device, resulting in Equation [4.4] (e.g. Haredasht et al. 2017).

$$[4.4]\ r_u = \alpha_1 \left[\frac{W_s^{0.5}}{a}\right]^3 + \alpha_2 \left[\frac{W_s^{0.5}}{a}\right]^2 + \alpha_3 \left[\frac{W_s^{0.5}}{a}\right] + \alpha_4$$

Parameters α and β are obtained from curve fitting based on experimental results. The newly introduced normalizing variable, a, is a dimensionless calibration parameter, which is a function of the density index, $I_{D\text{-}c}$, of the specimen, effective confining stress and the applied shear strain amplitude. The calibration parameter a is a property of the material under the applied testing conditions (Olgun & Kamalzare 2017). Depending on the soil (or tailing) tested, a power function (similar to Eq. 4.1) or a polynomial function (Eq. 4.4) can best represent the r_u-$W_s^{0.5}$ relationship. Karray et al. (2015) demonstrated that the power function applied well to Ottawa C-109 and Baie-Saint-Paul sands whereas the polynomial function is better suited to silt-sized materials such as the tailings tested here and silty sand tested by Haredasht et al. (2017).

4.5 Cyclic testing with uniform shear strain amplitudes

4.5.1 Specimen preparation and consolidation

The method used to prepare the specimens was based on a protocol developed by Poncelet (2012), which simulates hydraulic deposition of tailings. This slurry deposition technique can produce saturated and homogenous specimens, which may correspond fairly well to hydraulic deposition (e.g. Kuerbis & Vaid 1988).

The protocol requires the use of a suction and pressure pump as well as a hermetic mixing cell to de-air the material. The tailings slurry is poured into the de-airing cell and the cell is then sealed. A suction of approximately 80 kPa is applied above the slurry while it is being continuously mixed by rotating blades. The process takes one to two hours depending on the quantity of slurry and suction value.

Next, the slurry is transferred into a mold. This process is shown schematically in Figure 4.3. First, the mold and the deposition tube are filled with de-aired water. A positive pressure of about 10 kPa is applied in the mixer to push the material through the deposition tube and into the mold. As the material fills the mold, the nozzle of the deposition tube is kept just above the surface of the material so that settling particles don't segregate by grain size and that particle velocity during deposition is minimal. The values of the water content for initial saturation, applied suction

for de-airing, duration of mixing and applied pressure for hydraulic depositon depend on the characteristics of the material and must be determined experimentally (Poncelet 2012).

For the tailings used here, the optimal water content, w, is between 37 and 41% (for saturated specimens), corresponding to initial void ratios between 1.0 and 1.11 respectively (which is typical for the in-situ void ratio of fine grained tailings; Vick 1990; Aubertin et al. 2002). The duration of mixing was about one hour.

Due to the elevated water content (low density), the specimens were unable to stand under their own weight between mold removal and the application of confining cell pressure. To prevent the specimens from deforming under self-weight during this brief period, a compressive axial stress of 10 kPa and a suction of 8 kPa was applied to the tailings in the mold through the upper and lower drainage platens. The drainage valves were closed before the suction was removed and the specimens were confined in the TxSS cell.

Following preparation, each specimen was consolidated isotropically to consolidation stresses varying between 50 and 500 kPa. This range corresponds to the relevant effective vertical stresses anticipated in the tailings impoundment at closure.

Back pressures varying between 50 and 400 kPa were applied to the specimens and the degree of saturation were verified using Skempton's B-value (e.g. Holtz & Kovacs 1981), which varied between 0.93 to 1.0 with an average value of 0.97 and were deemed acceptable. An evaluation of the influence of back pressure on the cyclic resistance of the same tailings in undrained cyclic testing using the TxSS was conducted prior to the laboratory program presented here. It was observed that the back pressure did not influence significantly the cyclic resistance of the tailings when tested with the TxSS device (Archambault-Alwin et al. 2017).

4.5.2 Cyclic testing

The first phase of cyclic testing included 29 specimens prepared and isotropically consolidated as described above. These were subjected to uniform amplitudes of cyclic shear strain ranging from 0.275 to 1.57% at a frequency of 1 Hz under undrained conditions, until after the occurrence of liquefaction. The strain amplitudes were selected to trigger liquefaction between 5 and 80 cycles with liquefaction defined as the development of an excess pore water pressure ratio, r_u, of 0.9 under

isotropic conditions. This value of r_u was chosen on the basis of previous TxSS tests on isotropically consolidated sands where the specimens reached their residual shear strength (Chekired et al. 2015; Hussien et al. 2015; Karray et al. 2015; Khashila et al. 2015; Khashila et al. 2017a). Wijewickreme et al. (2005a) also employed this definition of liquefaction in the constant-volume cyclic simple shear (SS) testing of tailings.

During testing, the loads (stresses), pore water pressure and the horizontal and vertical displacements at the top of the specimen were monitored and recorded.

The dissipation of excess pore water pressure and the corresponding volume change during and after cyclic testing were also recorded. The specimens were then carefully measured with a sliding caliper; five measures of height and three measures of diameter were taken before removing the specimen and drying it in an oven for 24 hours. Using the mass of solids, the relative density of the grains and the total volume of the specimens, the density after the dissipation of the excess pore water pressure was calculated. The volume change and vertical displacement during the post-cyclic consolidation phase and during cyclic testing gave the density of the specimens after consolidation and before cyclic testing.

All the specimens experienced excess pore water pressure generation and liquefaction (r_u = 0.9) during cyclic loading. Detailed results of a typical test, Test S-30, are presented on Figure 4.4. Specimen S-30 was consolidated isotropically to an effective confining stress of 294.6 kPa and subjected to uniform cyclic strain amplitudes, γ_{cyc}, of 1.39% triggering liquefaction after about 7 cycles. The applied shear strains versus the number of cycles, N, is presented on Figure 4.4a. The amplitudes are quite uniform and since a frequency of 1 Hz was used, the number of cycles corresponds to the time (in seconds) elapsed during cyclic loading. Figure 4.4b presents the cyclic stress ratio, CSR, versus the number of cycles. The shear stresses developed within the specimen represent its reaction to the imposed shear strains. The first amplitude of CSR on Figure 4.4b is about 0.2 and the amplitudes of CSR then diminish with each cycle of straining. When r_u reaches 0.9, the CSR amplitude is about 0.05. The excess pore water pressure ratio versus the number of cycles is presented on Figure 4.4c. The excess pore water pressure ratio, r_u, was 0 at the start of straining and then rapidly increased. As it approached the effective confining stress, the rate of excess pore water pressure development decreased progressively. Uniform cyclic straining of the tailings resulted in the imposition of cycles of shear stress of decreasing magnitude and the

generation of excess pore water pressure at an initially high rate that progressively declined. This decrease in the cyclic stress ratio, CSR, is attributed to the generation of excess pore water pressure and corresponding loss of strength and stiffness in the cohesionless tailings. As the tailings progressively lost strength, the same amplitude of strain produced a decreasing rate of excess pore water pressure development. This is due to the stiffness degradation with reduction of effective stress by the excess pore water pressure (Chang et al. 2007). Figure 4.4d presents the CSR versus the shear strain for Test S-30 with the first hysteretic loop highlighted. The resulting hysteresis loops are typical of strain-controlled cyclic tests where the cyclic shear strain remains constant during the test and the cyclic stress ratio, CSR, decreases after each loading cycle as excess pore water pressure is generated and the effective stress diminishes accordingly (Bhatia et al. 1985; Budhu 1988; Movahed et al. 2011).

It is noted that the shear strain amplitudes sometimes increased slightly during cyclic loading, due to the calibration of the horizontal loading ram of the TxSS device. As the specimen was losing its shear strength, the force applied by the loading ram to induce the fixed displacement decreased and the electromagnetic motor couldn't always self-adjust fast enough during testing. This aspect was not observed to have a significant impact on the results as the larger strain amplitudes occurred once the specimens were liquefied.

The main tests results completed for the first phase of testing are summarized in Table 4.2. The cyclic shear strain resistance of the tailings is shown on Figure 4.5 as a semi-log plot of the applied cyclic shear strain versus the number of cycles to reach liquefaction, N_{LIQ}. The three principal findings from the tests are: i) All specimens underwent liquefaction as evidenced by the generation of excess pore water pressure ratios of 0.9 and significant strength loss as represented by minimal values of CSR after liquefaction; ii) The number of cycles of straining required to induce liquefaction decreased with increasing shear strain amplitude; and iii) The number of cycles required to induce liquefaction, N_{LIQ}, increased with increasing consolidation stress for the same level of applied cyclic shear strain. The average coefficient of determination, R^2, of the cyclic strain resistance curves is 0.92 (low and high values of 0.88 and 0.97, respectively), indicating that Equation [4.5] and parameters j and k for effective confining stress of 50 to 500 kPa presented in Table 4.3 fit the data reasonably well.

[4.5] $\gamma_{cyc} = kN_{LIQ}^{j}$

The void ratios of the consolidated specimens (see Table 4.2) were between 0.45 and 0.59 and did not vary appreciably with the consolidation stress. The respective average void ratios for the specimens consolidated to 50, 100, 300 and 500 kPa were 0.51, 0.53, 0.48 and 0.50. The narrow range of densities may be attributed to the effect of the densification phase of specimen preparation and to inaccuracies in the measurements of specimen sizes. For instance, a variation (inaccuracy) of +0.5 mm in the measurement of the height of the specimens can produce a variation in the calculated void ratio of approximately 0.04.

A comparison of the cyclic strain curves obtained from strain-controlled cyclic TxSS tests conducted by Harehdasht et al. (2017) is also presented on Figure 4.5. The specimens tested were CF-16 silty sand (D_r of 2.71, fines content of 13%, C_U of 2.56, C_C of 1.15 e_{min} of 0.59 and e_{max} of 0.99) consolidated at an effective stress of approximately 145 kPa and void ratios of 0.75 and 0.67 resulting in density index of 54% and 75% respectively. These silty sand specimens were prepared by moist-tamping and the loading frequency was 1.8 Hz. The cyclic strain curve for a density index of 54% is close to that of the tailings consolidated at 100 kPa with a void ratio of approximately 0.53 (I_D of 92%) and the specimens with 75% density index have a similar cyclic strain resistance than the tailings consolidated at 300 kPa and a density index of about 97%. The effective stress of the CF-16 silty sand specimens was higher during these tests than that of the tailings.

4.5.3 Application of the energy-based approach

The values of the cumulative dissipated energy, W_s, during cyclic loading were calculated for each test using Equation [4.2]. Figure 4.6 shows the results in terms of excess pore water pressure ratio, r_u, versus the normalized cumulative dissipated energy, $W_s^{0.5}$, for Tests S-17 and S-18. These specimens were consolidated to 92.9 and 95 kPa, respectively, and the applied cyclic shear strains were comparable (i.e. 0.803% for S-17 and 0.787% for S-18). With a void ratio, e_c, of 0.53, the specimen of Test S-18 was denser than that of Test S-17, which had a void ratio of 0.59. The latter specimen liquefied at 8.6 cycles and specimen S-18 liquefied after 15.5 cycles. As shown on Figure 4.6, significantly more energy was required to liquefy this denser specimen than to liquefy

specimen S-17. This tendency has been observed by others (Ladd et al. 1989; Jafarian et al. 2012; Olgun & Kamalzare 2017).

Figure 4.6 also presents the results for specimen S-28 consolidated to 281.3 kPa, and subjected a uniform cyclic shear strain of 0.867%. With a void ratio of 0.49, this specimen was denser than S-17 and S18, and it liquefied after 31 cycles. The large difference in cyclic resistance in terms of cycles to liquefaction for these specimens can be attributed in a large part to the difference in density and the effective confining stress (Hazirbaba & Rathje. 2009; Kang et al. 2015). This is also consistent with Figure 4.5, which shows an appreciable correlation between consolidation stress and cyclic strain resistance.

The calibration parameter, a, in Equation [4.4] accounts for the variability in cyclic resistance due to the applied confining stress, density index and the amplitude of uniform cyclic loading. The value of this calibration parameter is obtained by normalizing the cumulative dissipated energy measured during testing by its value when the specimen liquefies (r_u = 0.9) (Karray et al. 2015). The calibration parameters for Tests S-17, S-18 and S-28 are identified in Figure 4.6 by vertical dotted lines; the calibrated values are 1.07, 1.70 and 2.16, respectively.

This analysis procedure was applied to the 29 tests results to obtain the energy-based excess pore water pressure ratio functions shown on Figure 4.7. The bold dotted line on the figure represents a best-fit line defined here by adjusting the results to the third-order polynomial expressions (Eq. 4.4). The selected curve (shown on Figure 4.7) becomes the polynomial expression given by Equation [4.6]. Figure 4.7 indicates that the energy-related excess pore water pressure curves, r_u-$W_s^{0.5}$/a, tend to converge (once normalized by their respective calibration parameters). The procedure applied here is similar to the one developed by Jafarian et al. (2012) for undrained cyclic torsional cylinder tests on Toyoura sand. The relationship defined by the superimposed curves of r_u v. $W_s^{0.5}$/a forms the empirical energy-based excess pore water pressure function.

$$[4.6]\ r_u = -0.691\left[\frac{W_s^{0.5}}{a}\right]^3 + 1.162\left[\frac{W_s^{0.5}}{a}\right]^2 + 0.453\left[\frac{W_s^{0.5}}{a}\right]$$

The calibration values of parameter a are plotted against the applied cyclic shear strain amplitudes in Figure 4.8 together with best-fit curves. As mentioned above, the calibration parameters are defined as the value of the square root of the cumulative dissipated energy per unit of soil when liquefaction occurs. There is some scatter of the data because of the slight variations in effective confining stress, density and relative shear strain between tests.

4.6 Calibration of the numerical model

The 29 cyclic tests of the first phase were simulated numerically using FLAC 2D with the Sigmoidal-4 model (Sig4). This model replicates the hysteretic damping of soils submitted to plastic shear strains associated with dissipated energy by adjusting the model parameters with respect to laboratory data. The shear modulus degradation associated with the Sig4 model is defined by Equation [4.7] (Itasca Consulting Group Inc. 2011).

$$[4.7]\ {}^{G}/_{G_{max}} = y_0 + \frac{b}{1+e^{{}^{(x_o - log_{10}(\gamma))}/_{c}}}$$

where b, c, x_0 and y_0 are model parameters and γ is the shear strain in percent. Parameter b is fixed at 1.0. Parameter c is related to the width of the hysteresis loops; a larger value of c gives a rounder hysteresis loop. Parameters x_0 and y_0 influence the shape of the hysteresis loops by altering their inclination and their curvature when the strain approaches its maximum. The model was calibrated for effective confining stresses of 50, 100, 300 and 500 kPa.

A two-dimensional, plane strain model consisting of 8 square elements with a global height to width ratio of 0.5 was used to simulate the TxSS tests. A linear elastic constitutive model was employed to compute the initial conditions, with the density following consolidation and the maximum shear modulus, G_{max}, as the main input parameters. The bottom boundary of the model was fixed in all directions and the top boundary was free to move in the horizontal direction only. The lateral boundaries were fixed in the vertical direction. The model parameters were varied until

the numerical simulations fitted satisfactorily all the tests from a series with a given uniform cyclic strain amplitude. The simulations were resolved mechanically without consideration for fluid (i.e. the generation of excess pore water was not directly simulated). The cyclic stress ratio, ru, induced by the applied shear strains in the simulations was calculated based on the material properties of the linear elastic model and the excess pore water pressure development was estimated using the experimentally obtained energy-based excess pore water pressure ratio function, r_u-$W_s^{0.5}$/a defined by Equation [4.6]. Loss in stiffness and shear modulus degradation caused by straining were calculated according to Equation [4.8] (Matasović & Vucetic 1993; Chang et al. 2007).

[4.8] $$G/G_{max} = (1 - r_u)^{0.5}$$

where r_u is expressed in decimal values. The maximum shear modulus, G_{max}, of the tailings, in relation to effective confining stress, was derived from the 29 tests of the first phase of testing. The slope of the stress-strain curve at the very beginning of each test (small strain amplitude) served to define the maximum shear modulus (Seed et al. 1986; Rollins et al. 1998; Okur & Ansal 2007). The average value of the Sig4 parameters estimated for the four stress levels are summarized in Table 4.4. The corresponding shear modulus reduction functions obtained with these parameters are shown on Figure 4.9, which also presents the functions of Seed et al. (1986) for sand at mean effective confining stresses of 25, 50, 100 and 200 kPa. The estimated functions for the tailings appear to be close to those of Seed et al. (1986) for the range of shear strains considered.

Figure 4.10 presents the numerical simulation with the calibrated Sig4 model for Test S-30 superimposed on the experimental results. The measured uniform cyclic strains of the laboratory tests were imported into FLAC and used to conduct the simulations. The simulated response of the tailings is in very good agreement with the laboratory measured response.

As mentioned earlier, specimen S-30 was consolidated isotropically at an effective stress of 294.6 kPa and subjected to uniform cyclic shear strains of 1.39%. It liquefied (r_u of 0.9) after 7 cycles of loading. The cyclic loading was imported into the simulation; thus, it matches the laboratory loading exactly, as seen in Figure 4.10a. The experimental and simulated shear stress developed in response to the cyclic shear strains are shown on Figure 4.10b. The two are in very

good agreement; the very minor deviations between the two may be due to machine compliance or numerical effects. In the simulations as the numerical analyses were performed in 2D, the excess pore water pressure development was simulated using Equation [4.6]. The good agreement between the simulated and experimental development of r_u is shown on Figure 4.10c; the simulated value shows slightly higher amplitudes, particularly at the start of testing, in part because the model does not represent well the complex volumetric response of the tailings. Figure 4.10d presents the experimental hysteresis loops and only the first simulated hysteresis loop. There is a good agreement with respect to the experimental and simulated shear modulus reduction during the first cycle of loading. This relation is key in simulating the loss of stiffness with excess pore water pressure generation (Matasović & Vucetic 1993).

The 29 cyclic tests of the first phase of testing were simulated in a similar manner. Figure 4.11 presents the laboratory measured and numerically simulated hysteresis loops from the first, a central and a latter cycle of loading for specimens S-36, S-26, S-27 and S-40 which were consolidated to 50, 100, 300 and 500 kPa, respectively. The solid lines in Figure 4.11 represent the experimental data and the dotted lines represent the numerical simulations. Overall, the numerical simulations are in very good agreement with the experimental results. The slight disparity between the first loops of the experimental and simulated results may be attributed, at least in part, to a minor amount of initial shear in the specimens (as shown on Figure 4.11b and Figure 4.11d for example). As the cycling progressed, the simulated results matched the experimental results more closely. The ability of the model to faithfully reproduce the laboratory testing results within the ranges of effective consolidation stresses and uniform cyclic shear strains indicates that the model was successfully calibrated.

4.7 Simulation of TxSS tests under uniform cyclic shear stress loading and experimental verification

Polito et al. (2013) used an energy-based approach with stress-controlled undrained cyclic triaxial testing to successfully calibrate a numerical model (GMP model of Eq. 4.3) capable of simulating the development of excess pore water pressure under loading conditions of various shapes. They demonstrated that excess pore water pressure development was independent of load shape and form

when related to the cumulative dissipated energy. Hussien et al. (2015) and Karray et al. (2015) employed the energy-based approach with strain-controlled TxSS undrained cyclic testing to calibrate the Sig4 model in FLAC and simulate the response of soils subjected to irregular loads up to liquefaction. Following model calibration, they applied the numerically obtained irregular shear strains to specimens tested with the TxSS device. The measured excess pore water pressure and shear strength reduction were similar to the model simulations. Here, the energy concept was used to establish cyclic resistance curves for uniform cycles of shear stress (e.g. CRR) versus the number of cycles to liquefaction.

The calibrated numerical model based on the 29 strain-controlled cyclic tests of the first phase was used to simulate TxSS testing with uniform cycles of cyclic shear stress. A second phase of experimental cyclic testing was conducted to assess the simulated results. The second phase of cyclic testing consisted of four numerically simulated tests with uniform cycles of shear stress. In this phase, the shear strains applied to the laboratory specimens were obtained from the numerical simulations of tests with uniform shear stress amplitude. The basis of comparison was the development of uniform cycles of shear stress and excess pore water pressure in the specimens (compared to the numerical simulations). The conditions applied to the laboratory tests were those provided by the numerical simulations, as summarized in Table 4.5. Testing was conducted at consolidation stresses of 50, 100, 300 and 500 kPa. The void ratio and the height of the specimen after consolidation are difficult parameters to control when using hydraulic deposition techniques (Vaid 1994; Hazirbaba 2005; Poncelet 2012; Contreras 2013); there were thus slight differences in these parameters between the numerical simulations and the TxSS tests.

Test S-44, shown in Figure 4.12, was conducted at an effective confining stress of 100 kPa and a uniform CSR of 0.167 was applied. The cyclic loading in the simulation is shown on Figure 4.12a (pale). The simulated shear strain response presented on Figure 4.12b is characterized by gradually increasing amplitudes of shear strain until the 9^{th} cycle followed by a more rapid increase in amplitude. The excess pore water pressure response in Figure 4.12c shows a relatively steady increase, with liquefaction occurring after about 10 cycles. The cyclic loading (shear strain) applied in the laboratory is shown on Figure 4.12b (dark) and agrees well with the numerical simulation (pale) although laboratory shear strain amplitudes are slightly lower after the 8^{th} cycle. The

laboratory-measured shear stresses (Figure 4.12a) agree quite well with those imposed in the simulation. Nonetheless, after the 8th cycle of loading, the rate of r_u development in the laboratory test was lower than that in the simulation (see Figure 4.12c) and liquefaction was initiated at the 12th cycle. The difference in the number of cycles to liquefaction and excess pore water pressure generation may be attributed in part to the difference in specimen density and related properties (see Table 4.5), and also inherent limitations of the 2D numerical model. A second numerical simulation of the test with parameters closer to laboratory conditions (see symbols on Figure 4.12) provided further insight and support for this assumption.

Three additional verification tests and simulations were conducted at effective stresses of 50, 300 and 500 kPa and provided equally encouraging results. Based on the results from the second phase of testing, it was deemed that the numerical model can be used for the simulation of the cyclic laboratory tests of the tailings (within the ranges of stresses and cyclic shear strains considered).

4.8 Cyclic resistance ratio curves

The simulations conducted to establish the CRR-N_{LIQ} curves of these tailings were conducted within the ranges of confining stresses, void ratios, cyclic shear strain amplitudes and cyclic shear stress amplitudes in the laboratory testing. The simulations are summarized in Table 4.6 and the corresponding CRR-N_{LIQ} curves are presented on Figure 4.13.

The simulated cyclic resistance curves exhibit a dependence of the cyclic resistance ratio, CRR, on the consolidation stress. As the consolidation stress increases, the cyclic stress ratio to cause liquefaction for a given number of cycle decreases. The decrease in cyclic resistance ratio with effective stress is related to the normalization procedure and may be related to the density of the specimen. Vaid & Sivathayalan (1996) demonstrated that the cyclic stress ratio reduction with effective stress of Fraser River sand was more pronounced at high density indices. The simulated uniform cyclic shear stresses, τ_{cyc}, to cause liquefaction in 15 cycles for consolidation stresses of 50, 100, 300 and 500 kPa are 9, 16, 37 and 54 kPa respectively This simulated behavior would be

similar to that of clean sand at a density index of approximately 50% (Youd et al. 2001; Çetin & Bilge 2014). The relationship between CRR and N_{LIQ} is defined by Equation [4.9].

[4.9] $CRR = A_0 N^{-b}$

where N is the number of cycles, A_0 is the cyclic stress ratio causing liquefaction in 1 cycle and b indicates the slope of the curve. A higher b value causes a reduction in cyclic resistance, which is strongly influenced by the number of loading cycles. The A_0 and b values for the simulated results, based on experimental data obtained for the tailings tested with the TxSS device (at effective stress of 50 to500 kPa), are summarized in Table 4.6.

4.9 Comparison with other results

The corrected cyclic resistance curves of tailings from another hard rock mine in the Abitibi region presented by James et al. (2011) and for the tailings produced by the Canadian Malartic Mine a few years ago, studied by Poncelet (2012) and Contreras (2013), are presented on Figure 4.14. The properties of the tailings from these testing programs are summarized in Table 4.7. Figure 4.14 also presents the corrected cyclic resistance curves of CF-16 silty sand tested by Haredasht et al. (2017) with the TxSS device for density indices of 54% and 75% and an effective consolidation stress of 152 kPa. The CRR curves of Fraser River sand tested with the CSS device at a density index of 72% and effective vertical stress of 50, 100, 200 and 400 kPa by Sivathayalan (1994) are also presented.

A correction coefficient, C_r, is applied here for anisotropic field conditions. It is defined by Equation [4.10] (Idriss & Boulanger 2008):

[4.10] $C_r = 0.9\left(\frac{1+2K_0}{3}\right)$

where K_0 is the at-rest earth pressure coefficient (K_0=1-sinϕ'). This equation was used to correct the cyclic resistance curves of the tailings tested by Poncelet (2012) and Contreras (2013). The value of C_r for the correction of the cyclic resistance obtained from CSS and TxSS tests is 0.9 (Idriss & Boulanger 2008; Khashila et al. 2017b).

The CRR curve of CF-16 silty sand with a density index of 54% and an effective stress of 152 kPa is similar to that of the tailings consolidated isotropically at 100 kPa. The curve of CF-16 silty sand falls between the CRR curve of the tailings for effective stresses of 100 and 300 kPa, which is expected considering the behavior observed on Figure 4.5. The curve for the silty sand specimens at 75% density index is significantly higher than that of the tailings. Fraser River sand (D_r=2.72, D_{50}=0.30 mm, D_{10}=0.10 mm, C_U=1.6, e_{min}=0.68 and e_{max}=1.00; data from Sivathayalan 1994; Wijewickreme et al. 2005b) also shows a dependency on effective stress. The specimens were prepared by water pluviation and tested with the CSS device. For a density index of 72% (e_c of 0.77), the cyclic resistance of this sand is higher than for the tailings tested by others (see above), but lower than the tailings tested with the TxSS device and the CF-16 silty sand specimens.

The stress-controlled cyclic simple shear tests performed at a frequency of 0.1 Hz by James et al. (2011) at vertical stresses of 100 to 400 kPa do not indicate any variation in cyclic resistance ratio with the increase of vertical stress. The cyclic resistance curves of the tailings from the Canadian Malartic Mine tested by Poncelet (2012) and Contreras (2013) are also presented in Figure 4.14. These specimens were prepared using the hydraulic deposition protocol developed by Poncelet (2012) and subjected to stress-controlled undrained cyclic triaxial loading at a frequency of 1 Hz with isotropic consolidation (without a back pressure). These tailings were finer grained, and didn't contain sand particles; the relative density of the solids, D_r, is about 2.75. They are cohesionless and the effective internal friction angle is approximately 36^o. The void ratio of the specimens tested by Poncelet (2012) and Contreras (2013) at effective confining stresses ranging from 55 to 400 kPa varied between 0.71 and 0.67, resulting in density indices of 85 to 93%. Figure 4.14 indicates that these tailings present the lowest corrected cyclic resistance ratio, CRR, among the materials compared here. The influence of effective stress on cyclic resistance ratio of the tailings tested by Poncelet (2012) and Contreras (2013) follows a different trend than the one observed from the simulated cyclic TxSS tests; for these undrained cyclic triaxial compression tests, the increase in effective stress caused an increase in cyclic resistance ratio, CRR. The parameters of the cyclic

tests conducted at an effective stress of 100 kPa for the tailings tested here and for tailings and fine sands tested by other are summarized in Table 4.8.

The relation between effective stress and cyclic resistance ratio can be represented by Equation [4.11] (Youd et al. 2001)

$$[4.11]\ K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{100}\right)^{f-1} \quad with\ f = 1 - 0.005 I_D$$

where K_σ is the overburden correction factor for high effective stresses and f is a calibration parameter related to the density index, I_D (Youd et al. 2001; Çetin & Bilge 2014).

The simulated relation for the tailings tested with the TxSS device is presented on Figure 4.15 and compared to the relation given by Equation [4.11] for a value of f of 0.78. The value of f for the tailings is equivalent to that for clean sand at a density index of approximately 45%.

Overall, the tailings tested with the TxSS device exhibit a simulated resistance to dynamic liquefaction that is significantly higher than that of the other tailings presented on Figure 4.14. This simulated cyclic resistance is about 40% higher than that of Fraser River sand at a density index of 72% (Sivathayalan 1994; Wijewickreme et al. 2005b; Vaid & Sivathayalan 1996; 2000). The simulated cyclic resistance ratio, CRR, of the tailings tested here when consolidated to an effective confining stress of 100 kPa with a density index of 92% (e_c=0.53) and submitted to 15 cycles of loading would be 0.157, in comparison to the tailings studied by James et al. (2011) that have a CRR of 0.101 (based on experimental measurements). This difference may be attributable to various factors, including the denser state of the tailings (in comparison to the other materials), the specimen preparation method, the testing apparatus and the numerical model characteristics.

Chang et al (2007) conducted field liquefaction tests on a clean aggregate with 0.43% fines content and noted that the in situ excess pore water pressure buildup was more similar to that

observed in strain-controlled CSS tests in comparison to stress-controlled cyclic triaxial compression tests. This study gave weight to the assumption that excess pore water pressure was associated more closely to the strain rather than the mobilized shear stresses. Using an energy-based approach applied to strain-controlled cyclic tests to determine the cyclic resistance curve of the tailings seems an appropriate procedure.

4.10 Conclusion

The first phase of the laboratory testing program consisted of 29 undrained cyclic shear tests on saturated tailings specimens conducted with the TxSS device. The specimens were consolidated to isotropic effective confining stresses of 50, 100, 300 and 500 kPa and tested under strain-controlled conditions at a frequency of 1 Hz. Cyclic loading consisted of uniform cycles of shear strain. The cyclic strain curves indicate an increase in resistance to liquefaction with an increase in effective stress.

The energy-based approach was employed to relate the excess pore water pressure to the cumulative dissipated energy per soil unit by cyclic loading. Numerical simulations were conducted in FLAC using the Sig4 model. The model was calibrated by adjusting the stress-strain hysteresis loops and shear modulus degradation so that the area inside these loops compares to the cumulative energy dissipated during cyclic testing (Matasović & Vucetic 1993). In Eq. 4.6 used here, the calibration parameter, a, served to represent the effects of density, effective confining stress and applied cyclic shear strain. With an increase in density and consolidation stress, the rate of measured excess pore water pressure development decreased. The rate of excess pore water pressure buildup also increased with increasing strain amplitude. The energy-based excess pore water pressure ratio functions for the 29 strain-controlled tests converged when normalized by their respective calibration parameters, a (see Figure 4.7).

The calibration of the numerical model was assessed through additional cyclic tests. The variable cyclic strains obtained from uniform stress amplitude tests simulated numerically were imported in the TxSS device and applied to specimens reconstituted with similar testing properties. The TxSS tests results tend to indicate that the numerical model can simulate the dynamic behavior

of the tailings by reproducing the uniform cyclic stress ratio obtained numerically through the application of variable strains.

The cyclic resistance curves of the tailings under uniform stress amplitudes, CRR-N_{LIQ}, were obtained with the numerical model calibrated from the experimental TxSS tests. The simulated dynamic liquefaction resistance of the tailings under stress-controlled conditions, for the effective confining stresses and density indices tested experimentally (with I_D from 85 to 99%), appears to be significantly larger than for other tailings from hard rock mines tested by James et al (2011), Poncelet (2012) and Contreras (2013). The simulated curves illustrate a relation between the effective confining stress and the cyclic resistance ratio, CRR, which appears to follow the same trend as the one observed by others on clean sand.

4.11 Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the partners involved in the Collaborative Research and Development Project aimed at evaluating the effect of waste rock inclusions on the performance of tailings impoundments piloted by the Research Institute on Mines and Environment UQAT-Polytechnique. The authors would also like to thank the collaboration of the Canadian Malartic Mine along with the support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Institut de recherche d'Hydro Québec's for allowing the use of the innovative TxSS device.

4.12 References

Archambault-Alwin, X., James, M., Karray, M., and Chekired, M. 2017. The influence of back pressure on the cyclic resistance of saturated tailings using the triaxial-simple shear device. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 7.

ASTM-D422-64. 2014. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. p. 8.

ASTM-D854-14. 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. p. 8.

ASTM-D1140-14. 2014. Standard Test Methods for Determining the Amount of Material Finer than 75-μm (No. 200) Sieve in Soils by Washing. p. 6.

ASTM-D1557-12. 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 (2,700 kN-m/m3)). p. 14.

ASTM-D2487-11. 2011. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). p. 12.

ASTM-D4254-16. 2016. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. p. 9.

ASTM-D7181-11. 2011. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. p. 11.

Aubertin, M., Bussière, B., and Chapuis, R.P. 1996. Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal* **33**(3): 470-482. doi: 10.1139/t96-068.

Aubertin, M., Bussière, B., and Bernier, L. 2002. Environnement et gestion des rejets miniers. Presses Internationales Polytechnique. Livre sur cédérom, Montréal, QC.

Azam, S., and Li, Q. 2010. Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. *Geotechnical News* **28**(4): 50-53.

Baziar, M.H., and Sharafi, H. 2011. Assessment of silty sand liquefaction potential using hollow torsional tests—An energy approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **31**(7): 857-865. doi: 10.1016/j.soildyn.2010.12.014.

Berrill, J.B., and Davis, R.O. 1985. Energy Dissipation and Seismic Liquefaction of Sands: Revised Model. *Soils and Foundations* **25**(2): 106-118.

Bhatia, S.K., Schwab, J., and Ishibashi, I. 1985. Cyclic Simple Shear, Torsional Shear and Triaxial: A Comparative Study. *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions. Proceedings of a session held in conjunction with the ASCE Convention.* ASCE, Detroit, MI. pp. 232-254.

Budhu, M. 1988. Mechanism of Failure Under Cyclic Simple Shear Strain. *Soils and Foundations* **28**(4): 119-129.

Bussière, B. 2007. Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal* **44**(9): 1019-1052. doi: 10.1139/t07-040.

Çetin, Ö.K., and Bilge, H.T. 2014. Recent Advances in Seismic Soil Liquefaction Engineering. *In* Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. *Edited by* A. Ansal. pp. 585-626.

Chang, W.-J., Rathje, E.M., Stokoe, K.H., and Hazirbaba, K. 2007. In Situ Pore-Pressure Generation Behavior of Liquefiable Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **133**(8): 921-931. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:8(921).

Chekired, M., Lemire, R., Karray, M., and Hussien, M.N. 2015. Experiment Setup for Simple Shear Tests in a Triaxial Cell: TxSS. *Geo Quebec*, Quebec City, QC. p. 7.

Contreras, C.A. 2013. Comportement dynamique du sol pulvérulent «Résidus miniers». Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 221

Davies, M.P. 2002. Tailings Impoundment Failures: Are Geotechnical Engineers Listening? *Geotechnical News* **20**(3): 31-36.

Figueroa, J.L., Saada, A.S., Liang, L., and Dahisaria, N.M. 1994. Evaluation of Soil Liquefaction by Energy Principles. *Journal of Geotechnical Engineering* **120**(9): 1554-1569. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1994)120:9(1554).

Garga, V.K., and McKay, L.D. 1984. Cyclic Triaxial Strength of Mine Tailings. *Journal of Geotechnical Engineering* **110**(8): 1091-1105.

Geremew, A.M., and Yanful, E.K. 2012. Laboratory Investigation of the Resistance of Tailings and Natural Sediments to Cyclic Loading. *Geotechnical and Geological Engineering* **30**(2): 431-447.

Green, R.A., Mitchell, J.K., and Polito, C.P. 2000. An Energy-Based Excess Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils. *John Booker Memorial Symposium*. A.A. Balkema Publishers, Sydney, Australia. p. 9.

Grimard, L.-P., and James, M. 2017. A Study of the Static Liquefaction of Tailings. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 7.

Harehdasht, S.A., Karray, M., Hussien, M.N., Chekired, M., and Chiaradonna, A. 2017. Laboratory-based assessment of liquefaction potential of sandy soils using TxSS and P-RAT data. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 9.

Hazirbaba, K. 2005. Pore Pressure Generation Characteristics of Sands and Silty Sands: A Strain Approach. Ph.D. Dissertation. *Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin*. University of Texas. Austin, TX. 254

Hazirbaba, K., and Rathje, E.M. 2009. Pore Pressure Generation of Silty Sands due to Induced Cyclic Shear Strains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **135**(12): 1892-1905. doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000147.

Holtz, R.D., and Kovacs, W.D. 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2015. Evaluation of DSS test results on granular soils based on TxSS results. *Geo Quebec*, Quebec City, QC. p. 7.

Hynes, M.E., Olsen, R.S., and Yule, D. 1998. The Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance. *NIST Special Publication SP*: 167-184.

ICOLD. 2001. Tailings Dams Risks of Dangerous Occurences: Lessons Learnt from Practical Experiences. United Nations Environmental Program, Paris, Fr.

Idriss, I.M., and Boulanger, R.W. 2008. Soil Liquefaction During Earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

Ishihara, K., Troncoso, J.H., Kawase, Y., and Takahashi, Y. 1980. Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials. *Soils and Foundations* **20**(4): 127-142.

Ishihara, K. 1984. Post-Earthquake Failure of a Tailings Dam Due to Liquefaction of Pond Deposit. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. University of Missouri-Rolla, St. Louis, MO. pp. 1129-1143.

Itasca Consulting Group Inc. 2011. FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua. *In* Ver. 7.0. Itasca, Minneapolis, MN.

Jafarian, Y., Towhata, I., Baziar, M.H., Noorzad, A., and Bahmanpour, A. 2012. Strain energy based evaluation of liquefaction and residual pore water pressure in sands using cyclic torsional shear experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **35**: 13-28. doi: 10.1016/j.soildyn.2011.11.006.

James, M. 2009. The Use of Waste Rock Inclusions to Control the Effects of Liquefaction in Tailings Impoundments. Thèse de doctorat. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 545

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., and Wilson, G.W. 2011. A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. *Canadian Geotechnical Journal* **48**(11): 1587-1600. doi: 10.1139/t11-060.

Kang, X., Ge, L., Chang, K.-T., and Kwok, A.O.-L. 2016. Strain-Controlled Cyclic Simple Shear Tests on Sand with Radial Strain Measurements. *Journal of Materials in Civil Engineering* **28**(4): 04015169. doi: 10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001458.

Karray, M., Hussien, M.N., and Chekired, M. 2015. Evaluation of compatibility between existing liquefaction charts in Eastern regions of North America. *Geo Quebec*, Quebec City, Qc. p. 8.

Khashila, M., Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2015. Evaluation of Equivalent Cycle Liquefaction Concept Based on TxSS Test Results. *Geo Quebec*, Quebec City, QC. p. 8.

Khashila, M., Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2017a. The use of pore pressure build-up as damage metric in computation of equivalent number of uniform strain cycles. *Canadian Geotechnical Journal*. doi: 10.1139.

Khashila, M., Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2017b. Variation of liquefaction potential curves in CTX and TxSS tests. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 6.

Kuerbis, R., and Vaid, Y.P. 1988. Sand sample preparation - The slurry deposition method. *Soils and Foundations* **28**(4): 107-118.

Ladd, R.S., Dobry, R., Dutko, P., Yokel, F., and Chung, R. 1989. Pore-Water Pressure Buildup in Clean Sands Because of Cyclic Straining. *Geotechnical Testing Journal* **12**(1): 77-86. doi: https://doi.org/10.1520/GTJ10677J.

Matasović, N., and Vucetic, M. 1993. Cyclic Characterization of Liquefiable Sands. *Journal of Geotechnical Engineering* **119**(11): 1805-1822. doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:11(1805).

Movahed, V., Sharafi, H., Baziar, M.H., and Shahnazari, H. 2011. Comparison of Strain Controlled and Stress Controlled Tests in Evaluation of Fines Content Effect on Liquefaction of Sands - An Energy Approach. *Geo-Frontiers*. pp. 1804-1814.

Nemat-Nasser, S., and Shokooh, A. 1979. A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Canadian Geotechnical Journal* **16**(4): 659-678.

Okur, D.V., and Ansal, A. 2007. Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **27**(9): 843-854. doi: 10.1016/j.soildyn.2007.01.005.

Olgun, C.G., and Kamalzare, S. 2017. Energy Dissipation in Soil Structures during Uniform Cyclic Loading. *Geotechnical Frontiers 2017*. pp. 399-409.

Polito, C.P., Green, R.A., and Lee, J. 2008. Pore Pressure Generation Models for Sands and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **134**(10): 1490-1500. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:10(1490).

Polito, C., Green, R.A., Dillon, E., and Sohn, C. 2013. Effect of load shape on relationship between dissipated energy and residual excess pore pressure generation in cyclic triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal* **50**(11): 1118-1128. doi: 10.1139/cgj-2012-0379.

Poncelet, N. 2012. Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 328.

Qiu, Y.X., and Sego, D.C. 2001. Laboratory properties of mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal* **38**(1): 183-190. doi: 10.1139/cgj-38-1-183.

Riemer, M., Moriwaki, Y., and Obermeyer, J. 2008. Effect of High Confining Stresses on Static and Cyclic Strengths of Mine Tailing Materials. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*. pp. 1-10.

Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B., and Daily III, W.D. 1998. Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(5): 396-405.

Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering* **112**(11): 1016-1032.

Simcock, K.J., Davis, R.O., Berrill, J.B., and Mullenger, G. 1983. Cyclic triaxial tests with continuous measurement of dissipated energy. *Geotechnical Testing Journal* **6**(1): 35-39.

Sivathayalan, S. 1994. Static, Cyclic and Post Liquefaction Simple Shear Response of Sands. Master's Thesis. *Department of Civil Engineering*. University of British Columbia. Vancouver, BC. 154

Vaid, Y.P. 1994. Liquefaction of Silty Soils. *Geotechnical Special Publication*(44): 1-16.

Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. 1996. Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal* **33**(2): 281-289. doi: 10.1139/t96-007.

Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. 2000. Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal* **37**(3): 592-606. doi: 10.1139/cgj-37-3-592.

Verdugo, R. 2005. Main Factors that Control Liquefaction of Tailings Sands. *Proceedings of the Satellite Conference on Geotechnical Earthquake Engineering*, Osaka, Japan. p. 8.

Vick, S.G. 1990. Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams. BiTech Publishers Limited, Vancouver, BC.

Wijewickreme, D., Sanin, M.V., and Greenaway, G.R. 2005a. Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal* **42**(5): 1408-1421. doi: 10.1139/t05-058.

Wijewickreme, D., Sriskandakumar, S., and Byrne, P. 2005b. Cyclic loading response of loose air-pluviated Fraser River sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal* **42**(2): 550-561. doi: 10.1139/t04-119.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K.H. 2001. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(10): 817-833. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2001)127:10(817).

4.13 List of symbols and abbreviations

a	Calibration parameter [-]
b	Sig4 model calibration parameter (b=1.0) [-]
B	Skempton's pore pressure coefficient [-]
c	Sig4 model calibration parameter (influences loop circularity) [-]
c'	Effective cohesion [kPa]
C_C	Coefficient of curvature [-]
C_r	Anisotropic filed conditions correction factor [-]
CRR	Cyclic resistance ratio [-]
$CRR_{100\ kPa}$	Cyclic resistance ratio at an effective stress of 100 kPa [-]
CSR	Cyclic stress ratio [-]
C_U	Coefficient of uniformity [-]
CSS	Cyclic simple shear [-]
CTX	Cyclic triaxial compression [-]
DSS	Direct simple shear [-]
D_{100}	Sieve size corresponding to 100% of the particles passing by mass [mm]
D_r	Relative density of the grains [-]

e	Void ratio [-]
e_c	Void ratio after consolidation [-]
e_{max}	Maximum void ratio [-]
e_{min}	Minimum void ratio [-]
G	Shear modulus [MPa]
G_{max}	Maximum shear modulus or small strain shear modulus [MPa]
I_D	Relative density index [%]
IREQ	Institut de recherche d'Hydro-Québec [-]
K_0	At-rest earth pressure coefficient [-]
K_σ	Overburden correction factor [-]
N	Number of cycles [-]
N_{LIQ}	Number of cycles to liquefaction [-]
PEC	Pseudo-energy-capacity [-]
p'	Mean effective stress [kPa]
q	Shear stress [kPa]
R^2	Coefficient of determination [-]
RIME	Research Institute on Mines and Environment UQAT-Polytechnique [-]
r_u	Excess pore water pressure ratio [-]
TxSS	Triaxial-simple shear [-]
USCS	Unified Soil Classification System [-]
W_s	Cumulative dissipated energy per unit of soil [-]
$W_s^{0.5}$	Square root of the cumulative dissipated energy per unit of soil [-]
$W_s^{0.5}/a$	Normalized square root of the cumulative dissipated energy per unit of soil [-]
x_0	Sig4 model calibration parameter (influences angularity) [-]

y_0	Sig4 model calibration parameter (influences angularity) [-]
α_1	Curve fitting parameter [-]
α_2	Curve fitting parameter [-]
α_3	Curve fitting parameter [-]
α_4	Curve fitting parameter [-]
β	Curve fitting parameter [-]
ΔE	Increment of energy dissipated per unit of soil [J]
$\Delta\sigma_3$	Increase in confining cell pressure [kPa]
Δu	Excess pore water pressure [kPa]
γ	Shear strain [%]
γ_{cyc}	Cyclic shear strain [%]
ρ_{DRY}	Dry density [kg/m³]
$\boldsymbol{\phi}'$	Effective internal friction angle [°]
$\boldsymbol{\phi}'_{cv}$	Effective internal friction angle under constant volume [°]
σ'_c	Effective confining stress [kPa]
σ'_v	Effective vertical stress [kPa]
σ'_{vo}	Initial effective vertical stress [kPa]
τ_{cyc}	Cyclic shear stress (kPa)

List of tables

Table 4.1 Properties of the tailings.

Table 4.2 Summary of the cyclic shear strain tests with uniform cycles of shear strain (Phase 1).

Table 4.3 Curve fitting parameters of the cyclic strain resistance curves.

Table 4.4 Average calculated input parameters for the Sig4 model in FLAC.

Table 4.5 Summary of simulated and laboratory cyclic shear strain tests with uniform cycles of shear stress.

Table 4.6 Summary of numerical simulation of cyclic testing with uniform shear stress amplitudes.

Table 4.7 Properties of the tailings and fine sands tested by others.

Table 4.8 Summary of the cyclic resistance curves and properties for the tailings tested with the TxSS device and for tailings and fine sands tested by others.

List of figures

Figure 4.1 Grain-size distribution of the tailings.

Figure 4.2 Representation of the TxSS device (from Chekired et al. 2015).

Figure 4.3 a) Mixing of the slurry and preparation for hydraulic deposition; b) Hydraulic deposition of the tailings into the mold (from Poncelet 2012).

Figure 4.4 Results of Test S-30 (σ'_c=294.6 kPa and γ_{cyc}=1.39%): a) Cyclic strain s v. Number of cycles; b) CSR v. Number of cycles; c) Excess pore water pressure ratio v. Number of cycles; d) CSR v. Cyclic strain.

Figure 4.5 Cyclic shear strain resistance of the tailings compared to silty sand tested by Haredasht et al. (2017).

Figure 4.6 Excess pore pressure ratio versus cumulative dissipated energy for specimens S-17, S-18 et S-28.

Figure 4.7 Energy-based excess pore water pressure ratio functions from the cyclic tests of uniform shear strain amplitude and the best-fit curve for the functions.

Figure 4.8 Calibration parameter, a, based on the experimental TxSS cyclic tests conducted with uniform cycles of shear strain amplitude.

Figure 4.9 Shear modulus reduction functions for the tailings based on the calculated input parameters for the Sig4 model in FLAC with function of Seed et al. (1986) for sand at confining stresses of 25, 50, 100 and 200 kPa.

Figure 4.10 Comparison of the experimental and numerical results of Test S-30 (σ'_c=294.6 kPa and γ_{cyc}=1.39%): a) Cyclic strain s v. Number of cycles; b) CSR v. Number of cycles; c) Excess pore water pressure ratio v. Number of cycles; d) CSR v. Cyclic strain.

Figure 4.11 Hysteresis loops from numerical simulation of the first phase of cyclic testing for: a) S-36 (σ'_c=50 kPa; b) S-26 (σ'_c=100 kPa); c) S-27 (σ'_c=300 kPa); and d) S-40 (σ'_c=500 kPa).

Figure 4.12 Comparison of the numerical (pale), experimental (dark) and verification (x) results for Test S-44: a) CSR versus N; b) γ_{cyc} versus N; and c) r_u versus N.

Figure 4.13 Cyclic resistance curves obtained from numerical simulations with the calibrated model.

Figure 4.14 Corrected simulated cyclic resistance curves for tailings from this study, tailings from the Abitibi region of Quebec and fine sands tested by other.

Figure 4.15 Overburden correction factor derived from the simulated CRR-N_{LIQ} curves of the tailings tested with the TxSS device.

Table 4.1 : Properties of the tailings.

Characteristic	Value	Note
Relative density, D_r	2.71	ASTM D854-14
Fines content, FC	79%	ASTM D1140-14
Internal friction angle, $\boldsymbol{\phi}$'	38^o	Grimard & James. (2017)
Cohesion, c'	0	ASTM D4318-10
Minimum void ratio, e_{min}	0.45	ASTM D1557-12
Maximum void ratio, e_{max}	1.49	ASTM D4254-16

Table 4.2 : Summary of the cyclic shear strain tests with uniform cycles of shear strain (Phase 1).

Series	Test	σ'_c (kPa)	γ_{cyc} (%)	e_c	I_D (%)	ρ_{DRY} (kg/m³)	B	N_{LIQ}	a
σ'_c=100 kPa	S-10	95.5	0.418	0.56	89.2	1 735	0.94	61.1	1.94
	S-12	95.5	0.408	0.57	88.4	1 725	0.94	59.8	1.88
	S-13	91.9	0.435	0.53	91.9	1 766	0.98	51.6	1.55
	S-14	86.4	0.425	0.56	89.9	1 743	0.94	66.8	2.59
	S-15	93.0	0.388	0.59	86.3	1 702	0.94	37.7	1.43
	S-17	92.9	0.803	0.59	86.9	1 708	0.97	8.6	1.07
	S-18	95.0	0.787	0.53	92.8	1 777	0.95	15.5	1.70
	S-20	96.5	0.866	0.50	95.2	1 807	1.00	18.6	2.36
	S-21	95.0	0.794	0.54	91.5	1 761	0.93	12.0	1.47
	S-22	98.2	0.777	0.54	91.5	1 762	0.95	13.1	1.39
	S-23	96.4	0.938	0.52	93.0	1 779	0.95	8.1	1.23
	S-24	101.1	1.180	0.49	95.7	1 814	0.97	8.1	1.52
	S-25	93.5	0.741	0.46	98.8	1 853	0.95	20.2	1.64
	S-26	96.1	0.495	0.48	97.2	1 832	0.95	41.3	1.64
σ'_c=300 kPa	S-27	296.2	0.673	0.50	95.2	1 807	1.00	31.2	1.28
	S-28	281.3	0.867	0.49	96.2	1 819	1.00	31.0	2.16
	S-29	294.3	1.100	0.45	99.8	1 866	0.98	24.1	2.14
	S-30	294.6	1.390	0.48	97.4	1 835	1.00	7.1	1.22
	S-31	271.2	0.531	0.50	94.8	1 802	1.00	93.3	2.25
	S-32	296.2	0.875	0.48	97.4	1 834	1.00	28.1	1.72
	S-37	292.4	1.350	0.49	95.4	1 815	0.99	10.0	1.31
σ'_c=50 kPa	S-33	44.5	0.616	0.50	97.0	1 809	0.93	11.6	1.36
	S-34	43.8	0.476	0.48	96.1	1 830	0.95	13.0	1.00
	S-35	47.8	0.275	0.49	93.5	1 818	0.94	55.6	1.91
	S-36	61.5	0.362	0.52	95.9	1 786	0.98	27.2	1.07
	S-38	35.5	0.825	0.56	89.7	1 740	1.00	5.7	1.19
σ'_c=500 kPa	S-39	494.5	1.200	0.54	91.3	1 759	0.94	20.1	1.42
	S-40	494.0	1.570	0.49	96.2	1 820	0.96	14.0	1.74
	S-41	501.2	0.908	0.47	98.4	1 848	1.00	55.2	2.25

γ_{cyc} Applied uniform cyclic shear strain.
e_c Void ratio after consolidation.
I_D Density index after consolidation
ρ_{DRY} Dry density after consolidation.
B Skempton's pore water pressure parameter.
N_{LIQ} Number of cycles to liquefaction.
a Calibration parameter of the energetic method.

Table 4.3 : Curve fitting parameters of the cyclic strain resistance curves.

Parameter	σ'_c			
	50 kPa	100 kPa	300 kPa	500 kPa
k	1.87	2.50	3.23	3.97
j	-0.49	-0.44	-0.40	-0.37

Table 4.4: Average calculated input parameters for the Sig4 model in FLAC.

Input parameter	σ'_c			
	50 kPa	100 kPa	300 kPa	500 kPa
b	1.0	1.0	1.0	1.0
c	-0.65	-0.65	-0.60	-0.60
x_0	-1.70	-1.60	-1.60	-1.65
y_0	0.020	0.020	0.045	0.045
G_{max} (MPa)	22	30	53	70

Table 4.5: Summary of simulated and laboratory cyclic shear strain tests with uniform cycles of shear stress.

Test	Simulation					Laboratory			
	σ'_c (kPa)	e_c	h (mm)	CSR	N_{LIQ}	σ'_c (kPa)	e_c	h (mm)	N_{LIQ}
S-42	500	0.50	26.50	0.104	21.1	500.0	0.49	26.54	*
S-43	300	0.51	26.50	0.113	18.8	301.0	0.51	26.98	12.9
S-44	100	0.56	26.50	0.167	10.2	100.3	0.51	26.94	12.4
S-45	50	0.53	26.50	0.247	4.61	50.1	0.51	26.35	5.17

*Cycling stopped after 18 cycles
σ'_c Effective confining stress.
e_c Void ratio after consolidation.
h Height of the specimen after consolidation.
N_{LIQ} Number of cycles to liquefaction.

Table 4.6: Summary of numerical simulation of cyclic testing with uniform shear stress amplitudes.

σ'_c							
50 kPa		100 kPa		300 kPa		500 kPa	
N_{LIQ}	CSR	N_{LIQ}	CSR	N_{LIQ}	CSR	N_{LIQ}	CSR
2.2	0.284	1.6	0.300	2.2	0.220	1.2	0.230
2.7	0.263	2.7	0.250	3.1	0.20	2.2	0.200
4.2	0.232	4.2	0.220	5.2	0.167	2.7	0.180
7.1	0.200	8.2	0.185	7.2	0.150	4.1	0.160
12.6	0.173	15.1	0.158	10.7	0.134	6.6	0.138
23.7	0.148	21.1	0.145	17.6	0.117	11.1	0.118
31.2	0.138	44.7	0.112	31.2	0.100	23.6	0.096
60.7	0.118	61.7	0.110	44.2	0.092	51.6	0.079
A_0	-b	A_0	-b	A_0	-b	A_0	-b
0.340	0.262	0.335	0.278	0.274	0.294	0.243	0.291

Table 4.7: Properties of the tailings and fine sands tested by others.

Source	TxSS tests	Sivathayalan (1994)	James et al. (2011)	Poncelet (2012)	Contreras (2013)	Harehdasht et al. (2017)
Description	Canadian Malartic 2016 tailings	Fraser River sand	Abitibi region tailings	Canadian Malartic 2012 tailings	Canadian Malartic 2013 tailings	CF-16 silty sand
Fines content FC (%)	79	1	66	100	100	13
Relative density, D_r	2.71	2.72	3.88	2.75	2.73	2.72
Cohesion, c' (kPa)	0	0	0	0	0	0
Internal friction angle $\boldsymbol{\phi}$'(°)	38	36	36.6	35.9	36.8	N/A
Minimum void ratio e_{min}	0.45	0.68	N/A	0.60	0.55	0.59
Maximum void ratio e_{max}	1.49	1.00	N/A	1.60	1.56	0.99

Table 4.8: Summary of the cyclic resistance curves and properties for the tailings tested with the TxSS device and for tailings and fine sands tested by others.

Source	TxSS tests	Sivathayalan (1994)	James et al. (2011)	Poncelet (2012)	Contreras (2013)	Harehdasht et al. (2017)
Testing device	TxSS	CSS	CSS	CTX	CTX	TxSS
σ'_c; σ'_{vo} (kPa)	100	100	100	100	100	152
e_c	0.53	0.77	0.63	0.69	0.68	0.75
I_D (%)	92	72	N/A	90	87	54
A_0	0.335	0.253	0.169	0.224	0.216	0.322
-b	0.278	0.205	0.188	0.237	0.159	0.318
$CRR_{N_{LIQ}=15}$	0.157	0.138	0.101	0.118	0.140	0.136
K_0	0.38	0.41	0.40	0.41	0.40	N/A
C_r	0.90	0.90	0.90	0.55	0.54	0.90
C_r x $CRR_{N_{LIQ}=15}$	0.141	0.124	0.091	0.065	0.076	0.122

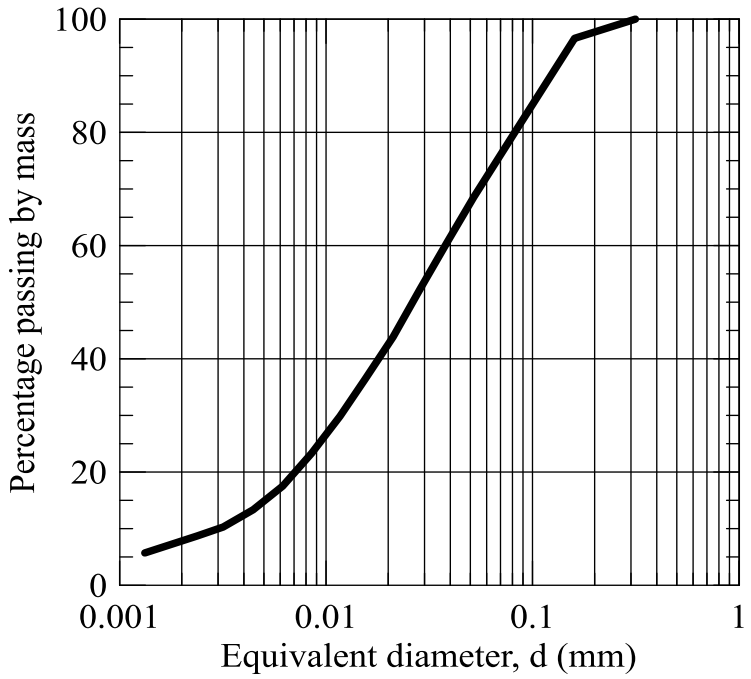


Figure 4.1: Grain-size distribution of the tailings.

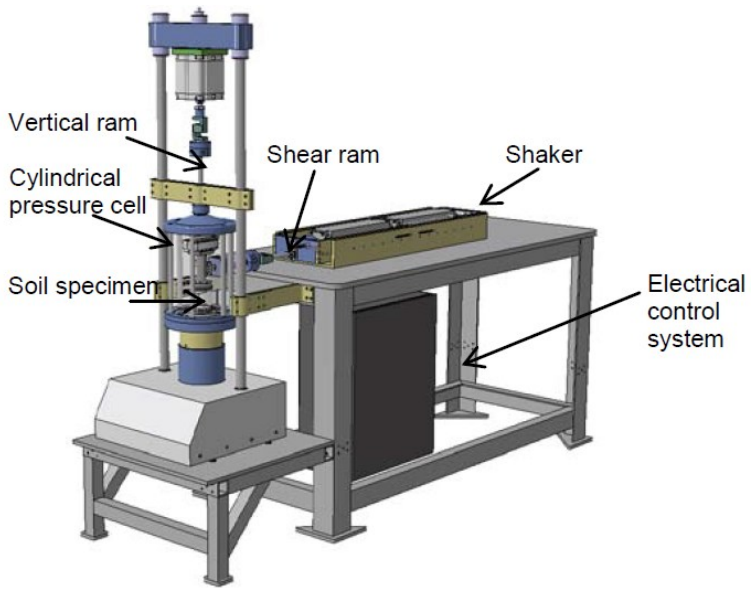


Figure 4.2: Representation of the TxSS device (from Chekired et al. 2015).

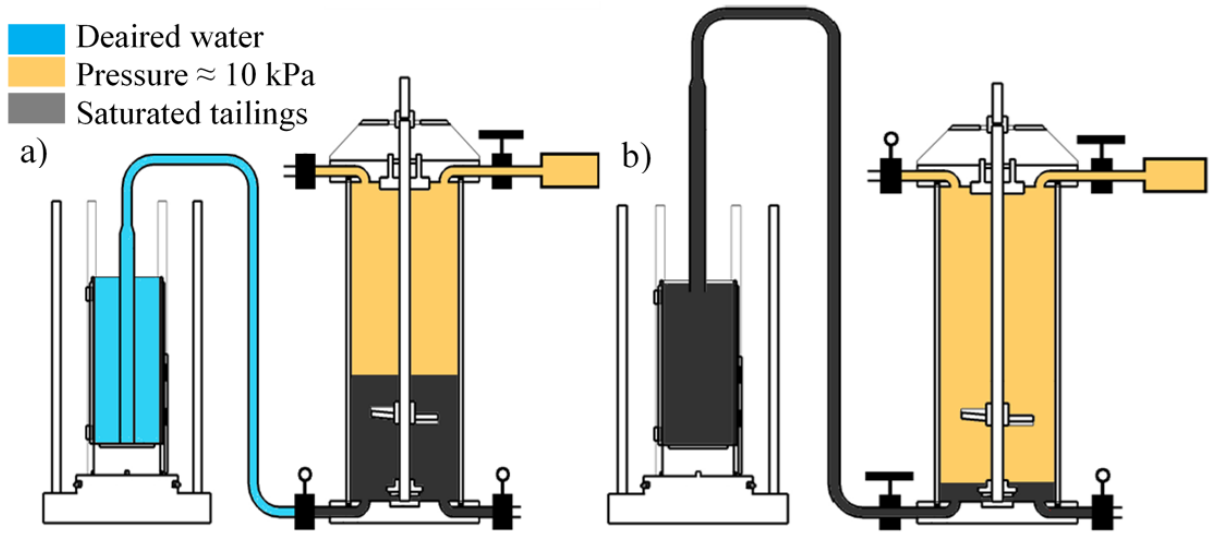


Figure 4.3: a) Mixing of the slurry and preparation for hydraulic deposition; b) Hydraulic deposition of the tailings into the mold (from Poncelet 2012).

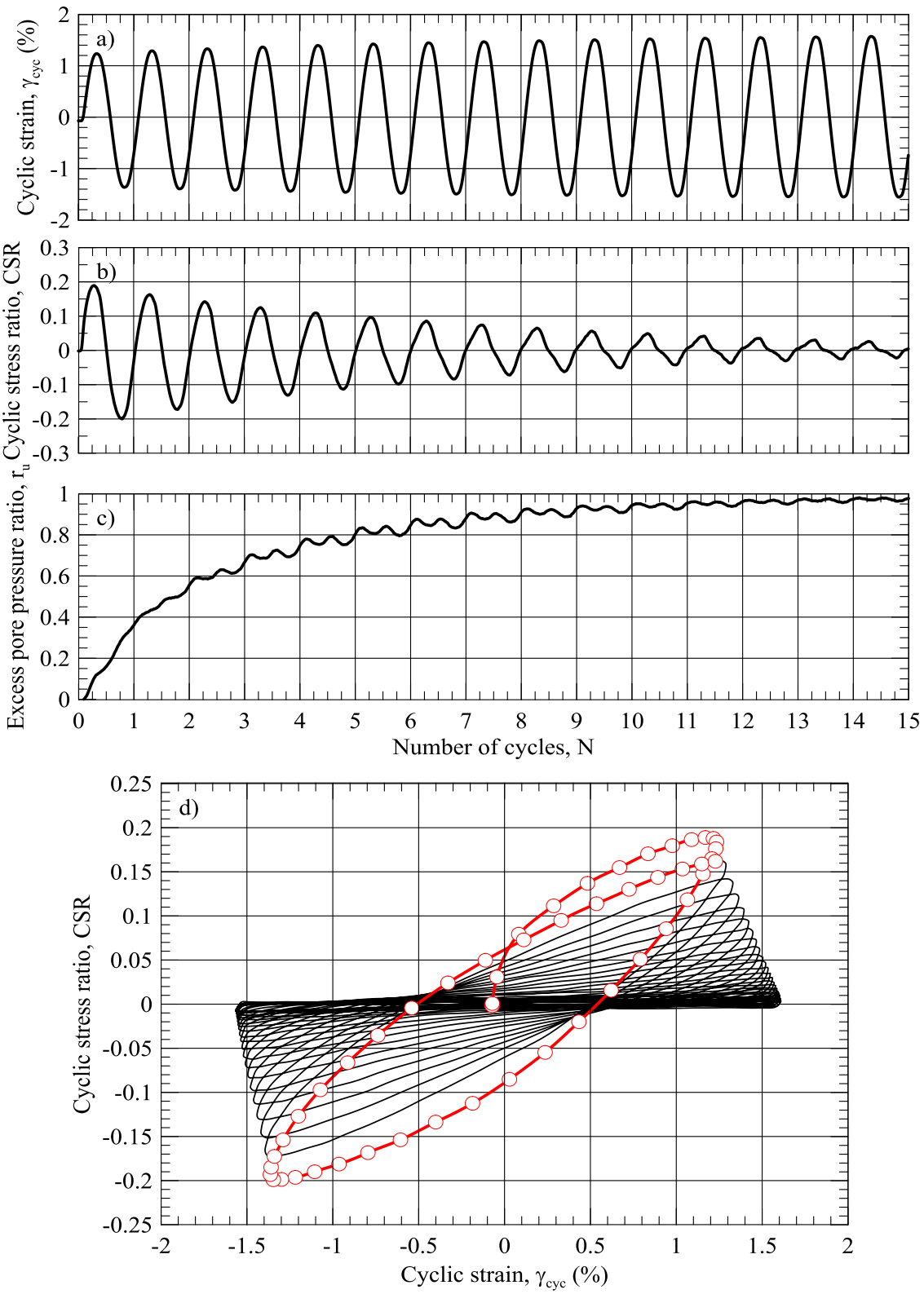


Figure 4.4: Results of Test S-30 (σ'_c=294.6 kPa and γ_{cyc}=1.39%): a) Cyclic strain v. Number of cycles; b) CSR v. Number of cycles; c) Excess pore water pressure ratio v. Number of cycles; and d) CSR v. Cyclic strain.

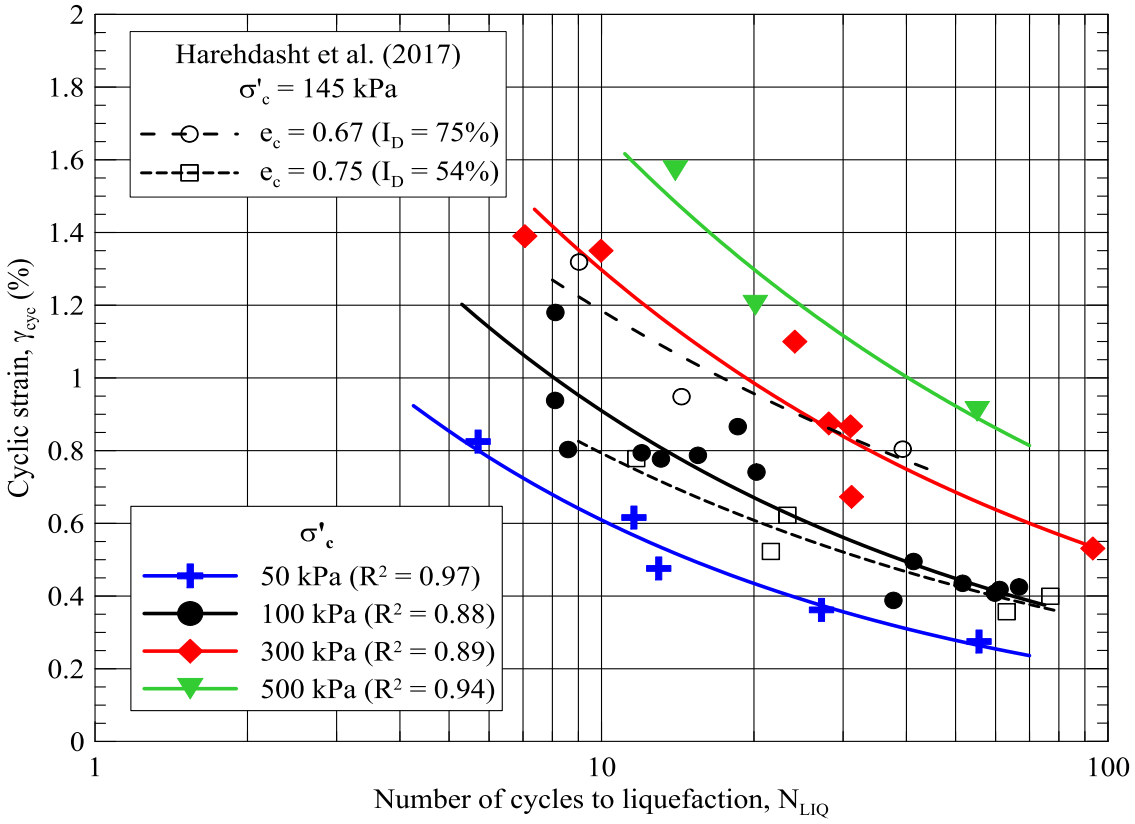


Figure 4.5: Cyclic shear strain resistance of the tailings compared to silty sand tested by Haredasht et al. (2017).

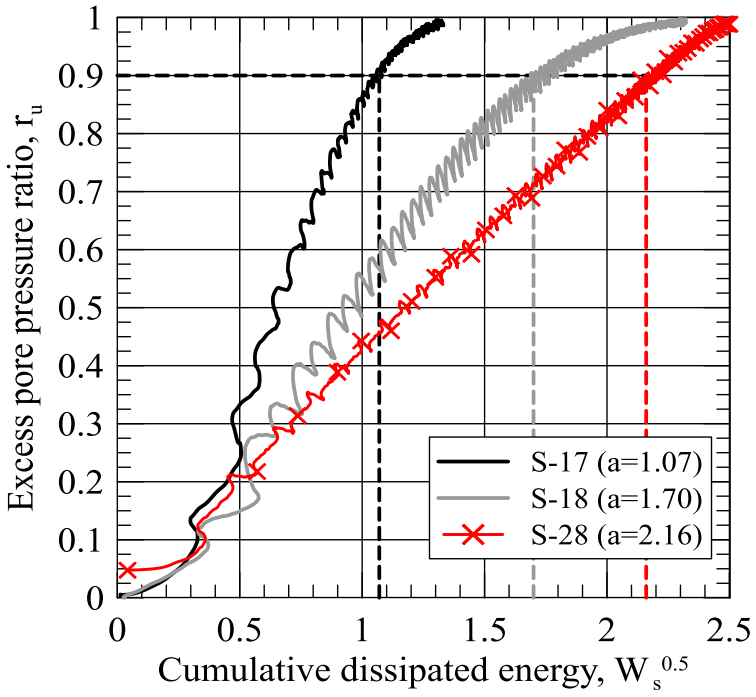


Figure 4.6: Excess pore pressure ratio versus cumulative dissipated energy for specimens S-17, S-18 et S-28.

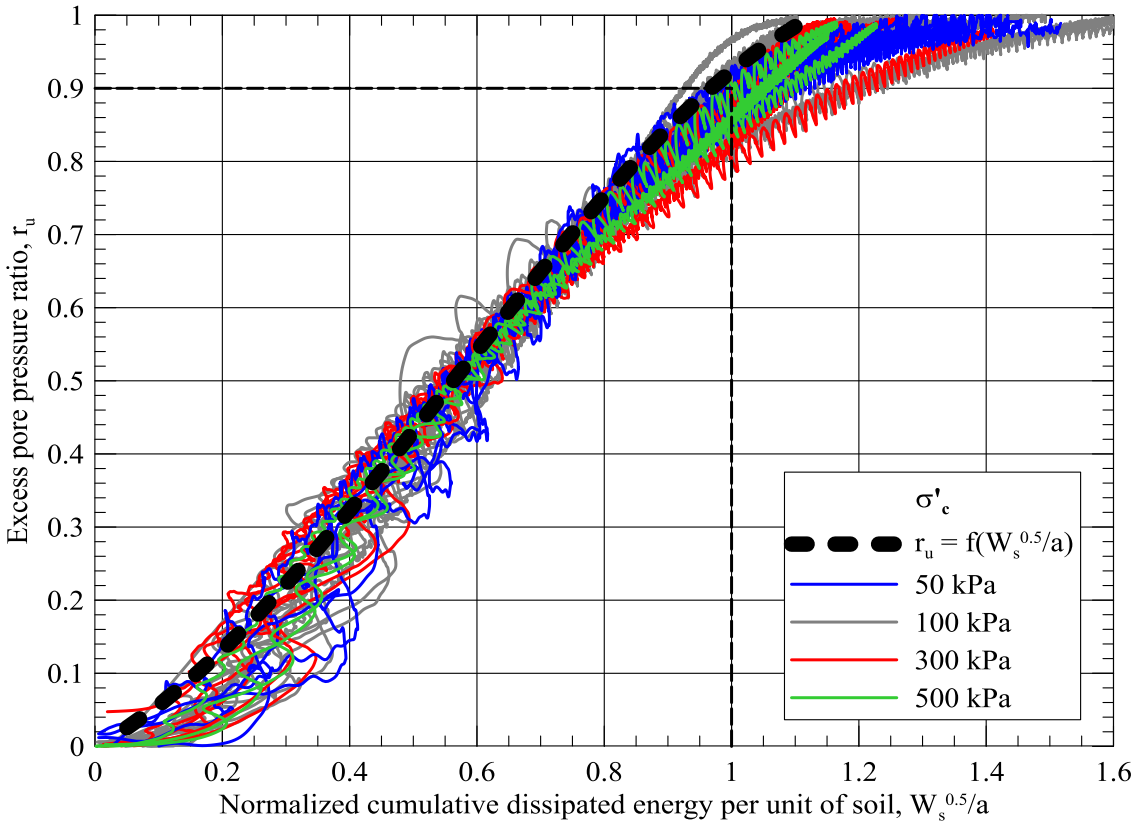


Figure 4.7: Energy-based excess pore water pressure ratio functions from the cyclic tests of uniform shear strain amplitude and the best-fit curve for the functions.

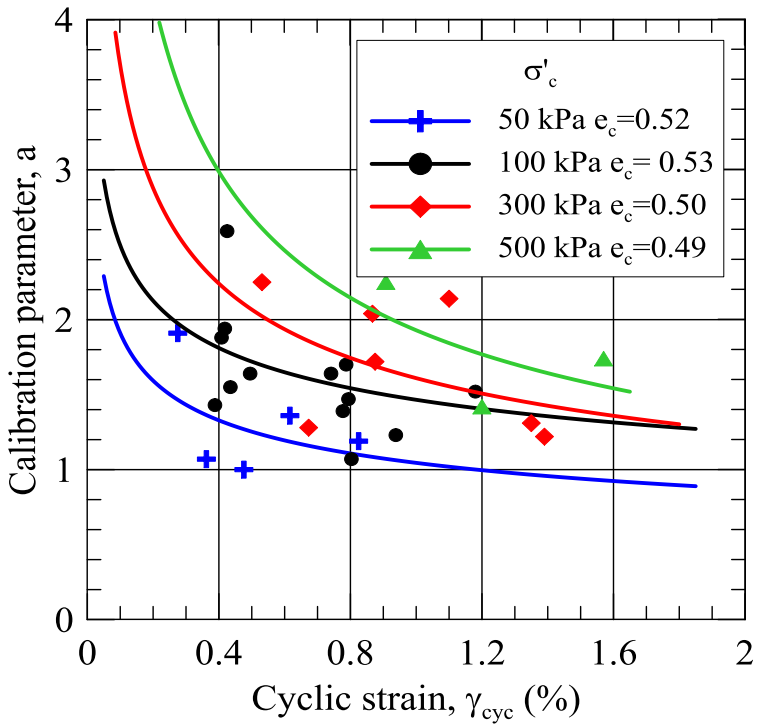


Figure 4.8: Calibration parameter, a, based on the experimental TxSS cyclic tests conducted with uniform cycles of shear strain amplitude.

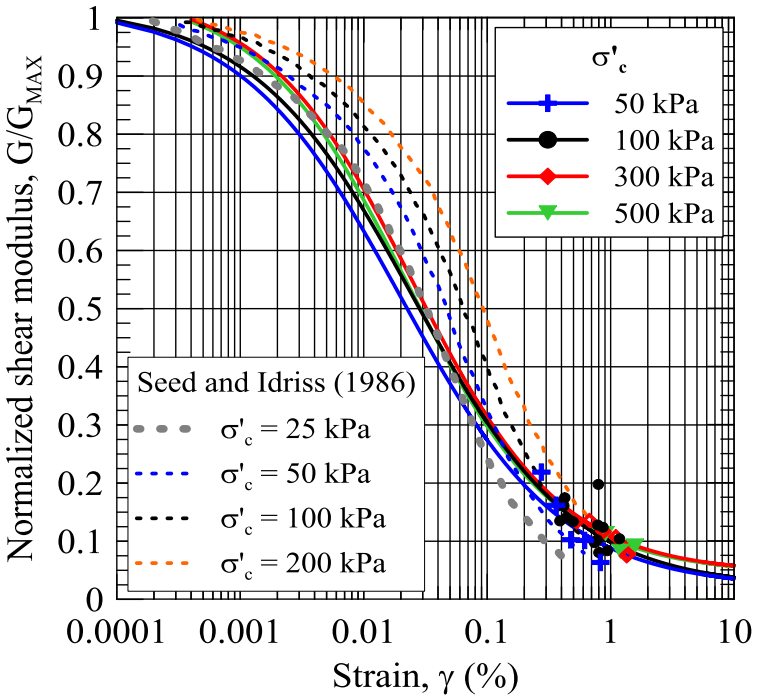


Figure 4.9: Shear modulus reduction functions for the tailings based on the calculated input parameters for the Sig4 model in FLAC with function of Seed et al. (1986) for sand at confining stresses of 25, 50, 100 and 200 kPa.

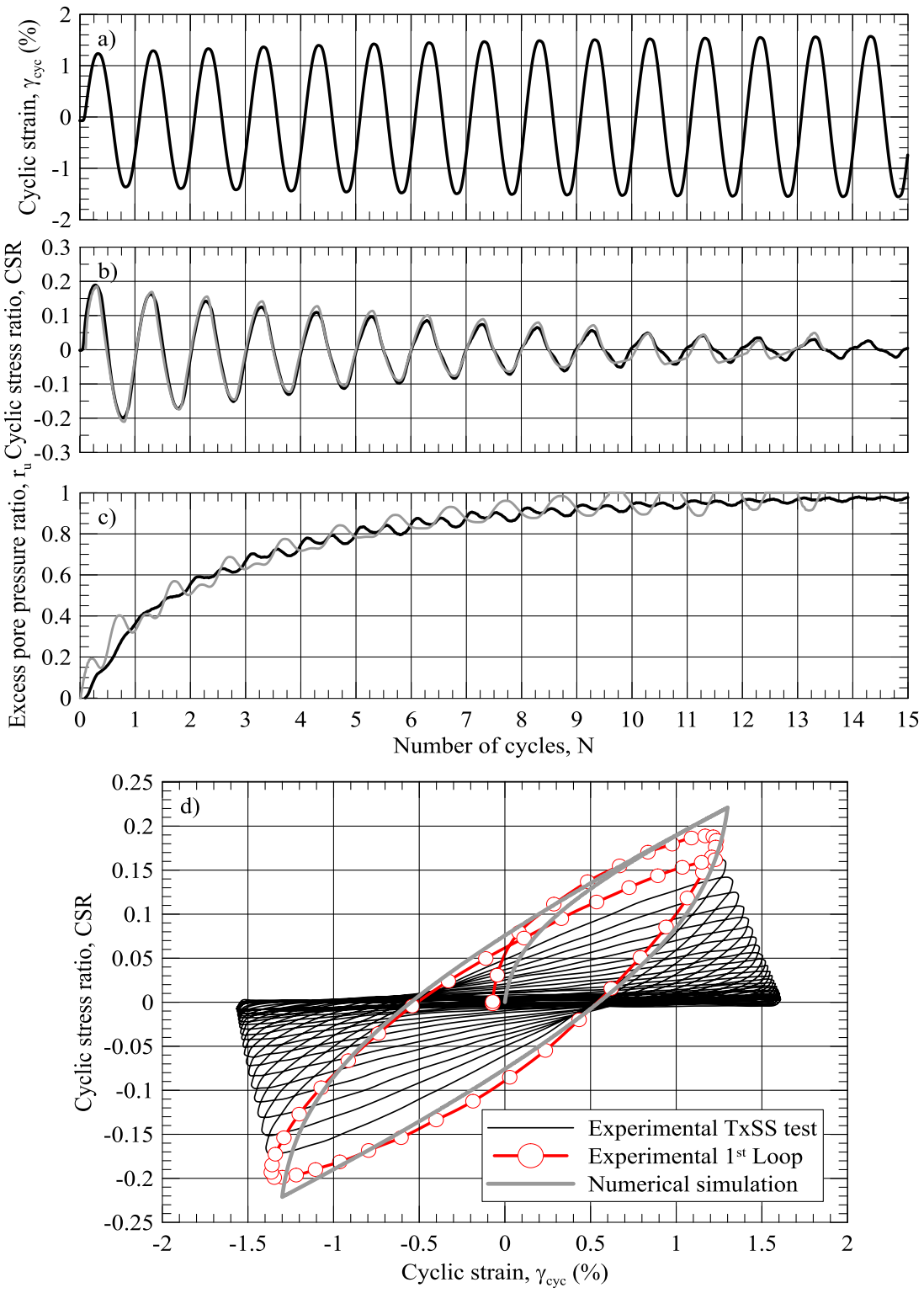


Figure 4.10: Comparison of the experimental and numerical results of Test S-30 (σ'_c=294.6 kPa and γ_{cyc}=1.39%): a) Cyclic strain s v. Number of cycles; b) CSR v. Number of cycles; c) Excess pore water pressure ratio v. Number of cycles; d) CSR v. Cyclic strain.

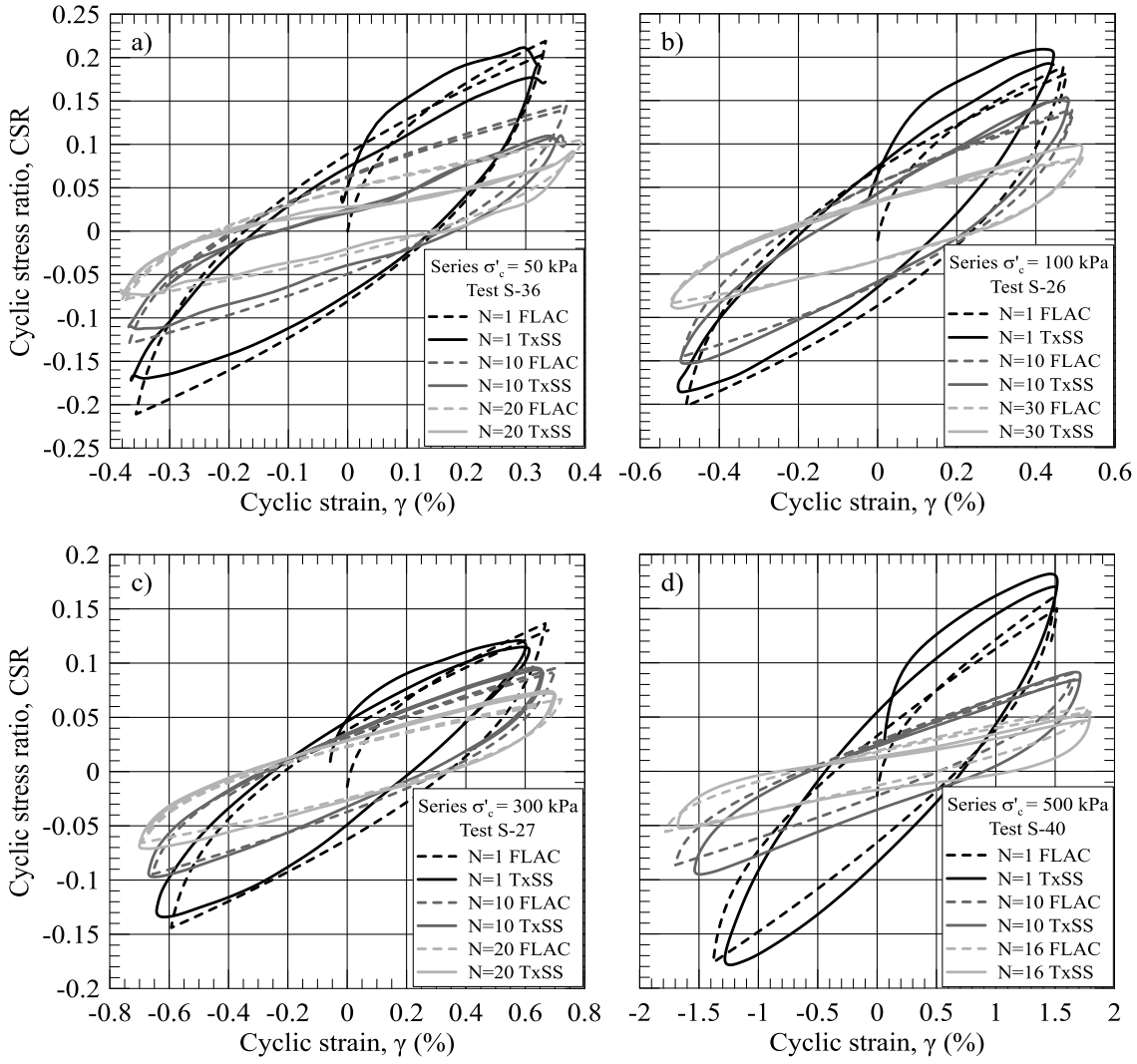


Figure 4.11: Hysteresis loops from numerical simulation of the first phase of cyclic testing for: a) S-36 (σ'_c=50 kPa; b) S-26 (σ'_c=100 kPa); c) S-27 (σ'_c=300 kPa); and d) S-40 (σ'_c=500 kPa).

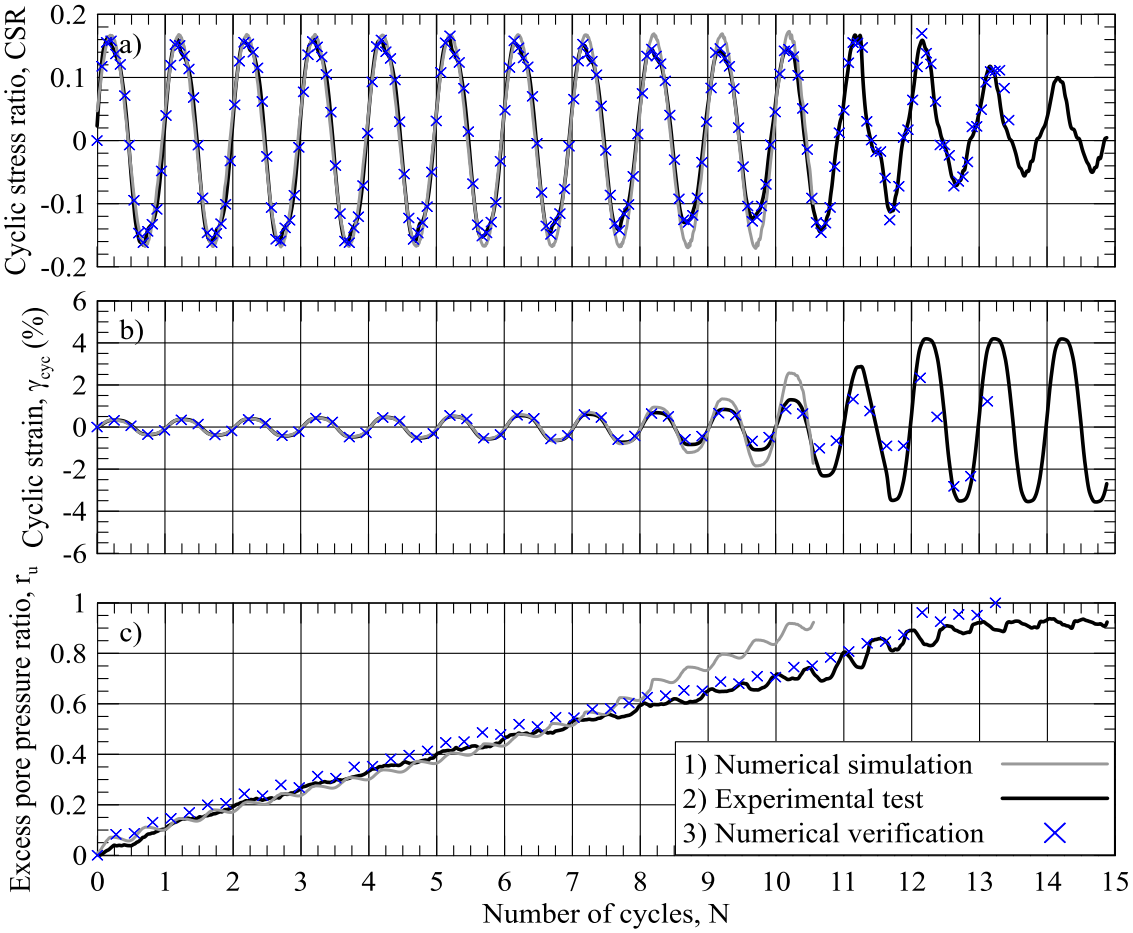


Figure 4.12: Comparison of the numerical (pale), experimental (dark) and verification (x) results for Test S-44: a) CSR versus N; b) γcyc versus N; and c) r_u versus N.

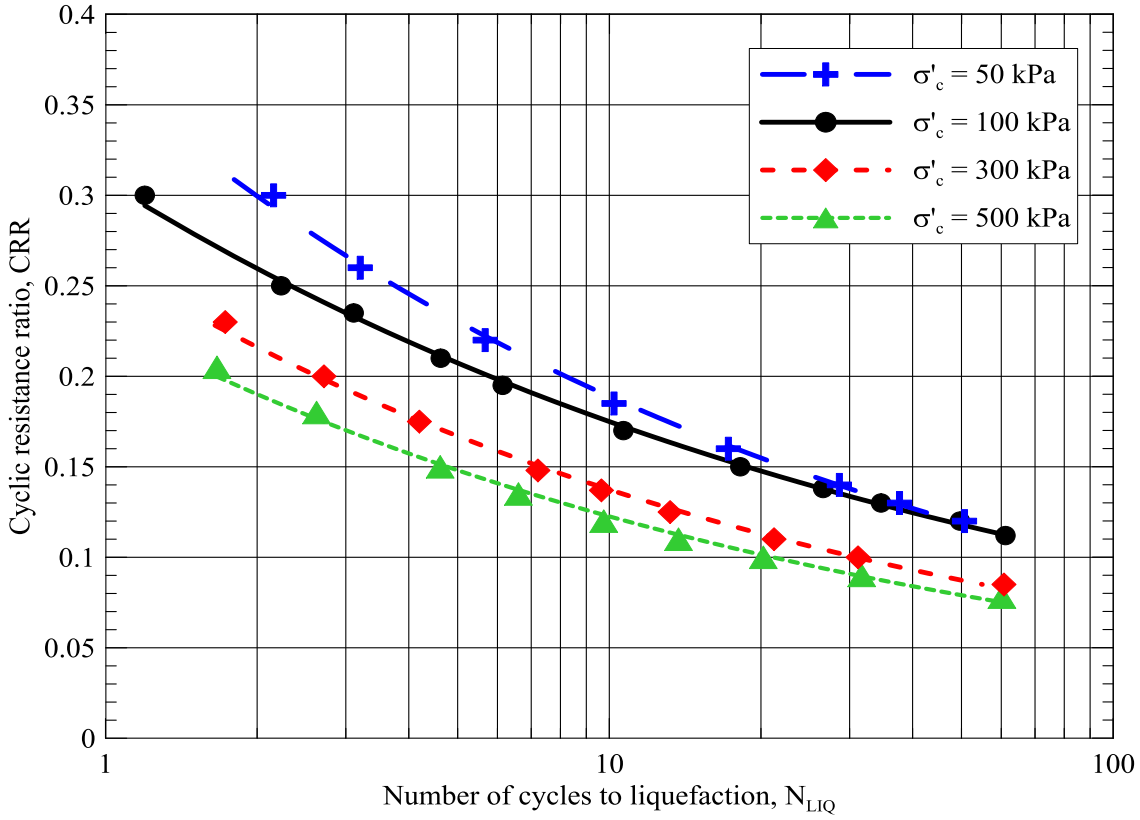


Figure 4.13: Cyclic resistance curves obtained from numerical simulations with the calibrated model.

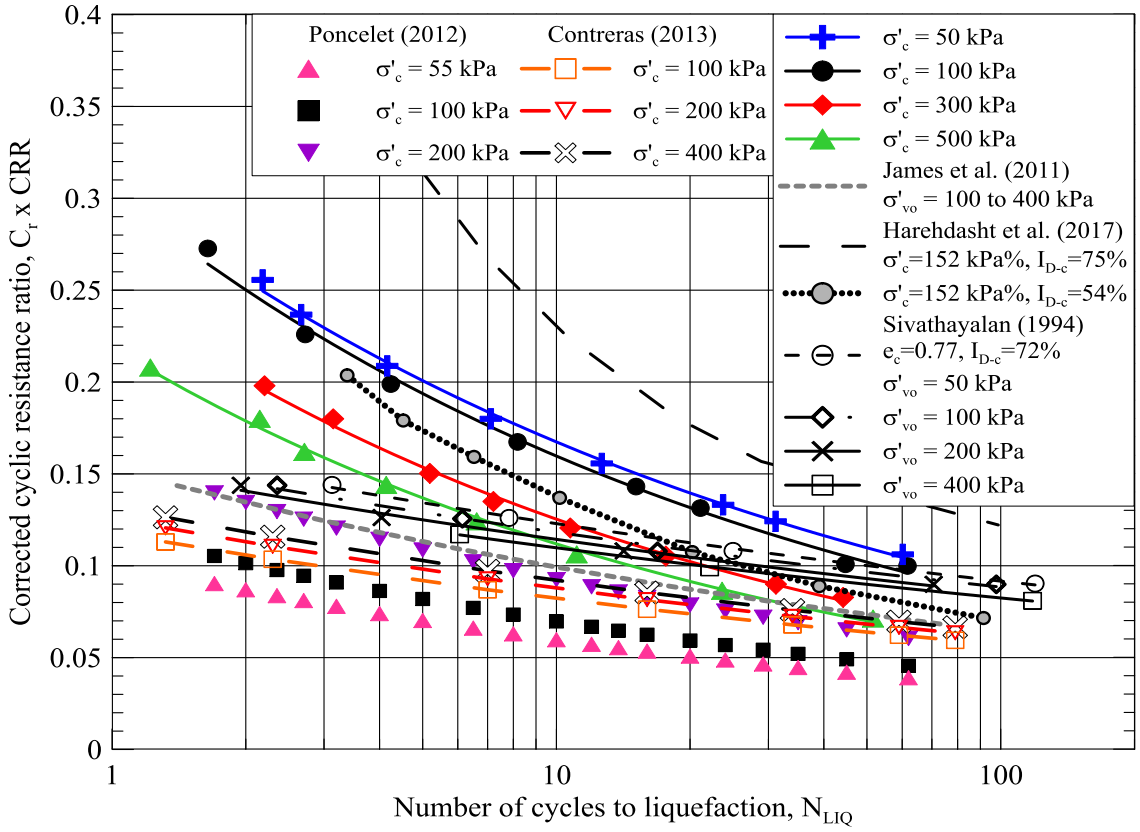


Figure 4.14: Corrected simulated cyclic resistance curves for tailings from this study, tailings from the Abitibi region of Quebec and fine sands tested by other.

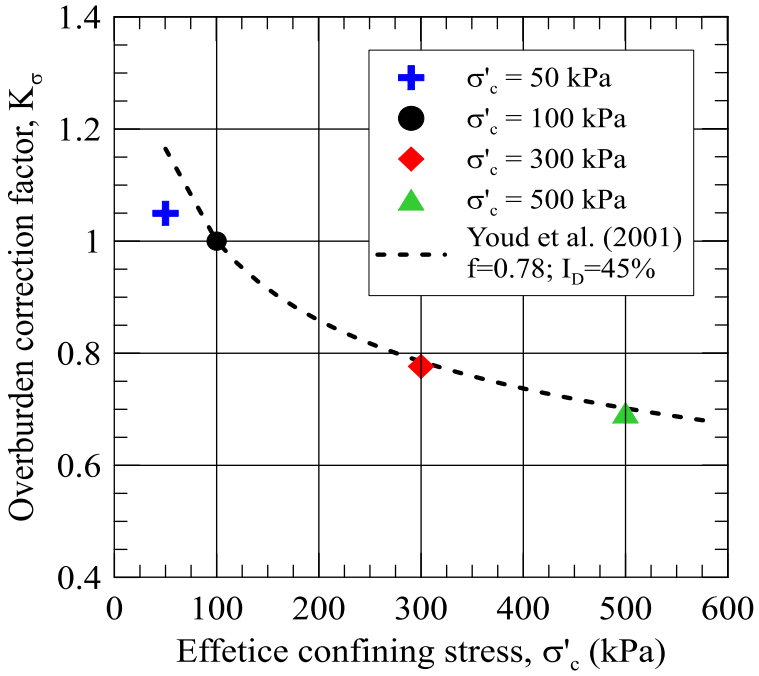


Figure 4.15: Overburden correction factor derived from the simulated CRR-NLIQ curves of the tailings tested with the TxSS device.

CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE

Les essais de vérification du modèle numérique sont présentés en détails ici ainsi que le cheminement des contraintes effectives (p'-q) mesurées lors des essais cycliques. Les résidus miniers de la mine Canadian Malartic ont été étudiés dans le cadre des travaux de L.-Bolduc (2012), Poncelet (2012), Contreras (2013), Narvaez (2013) et Essayad (2015). Ces travaux ont permis d'évaluer leurs propriétés géotechniques et hydrogéologiques. Le présent projet de recherche permet également de faire une comparaison de certaines propriétés obtenues ici et antérieurement.

5.1 Essais sous contraintes en cisaillement uniformes

Tel que mentionné à la section 4.7, des essais cycliques en contraintes contrôlées ont été reproduit dans le TxSS. Les déformations variables issues des simulations numériques ont été imposées aux éprouvettes de résidus miniers avec l'appareil TxSS. Le rapport des contraintes en cisaillement cycliques (CSR) ainsi que la pression interstitielle en excès générée étaient en accord avec les simulations numériques.

La figure 5.1 présente l'essai de vérification S-42 mené à une contrainte de 500 kPa. La liquéfaction était anticipée après 21 cycles de chargement sous un rapport des contraintes cycliques (CSR) de 0,104, mais le chargement s'est interrompu après 17,5 cycles. Le rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) au 17^e cycle était d'environ 0,75. Les résultats de l'essai expérimental avec l'appareil TxSS indiquent cependant que le comportement décrit par le modèle numérique calibré à partir des 29 essais en déformations contrôlées est représentatif du comportement des résidus miniers testés expérimentalement. La résistance cyclique mobilisée (voir figure 5.1a) et la pression interstitielle en excès générée (voir figure 5.1c) lors de l'essai de TxSS sous les déformations variables obtenues numériquement (voir figure 5.1b) sont en très bon accord avec la simulation numérique.

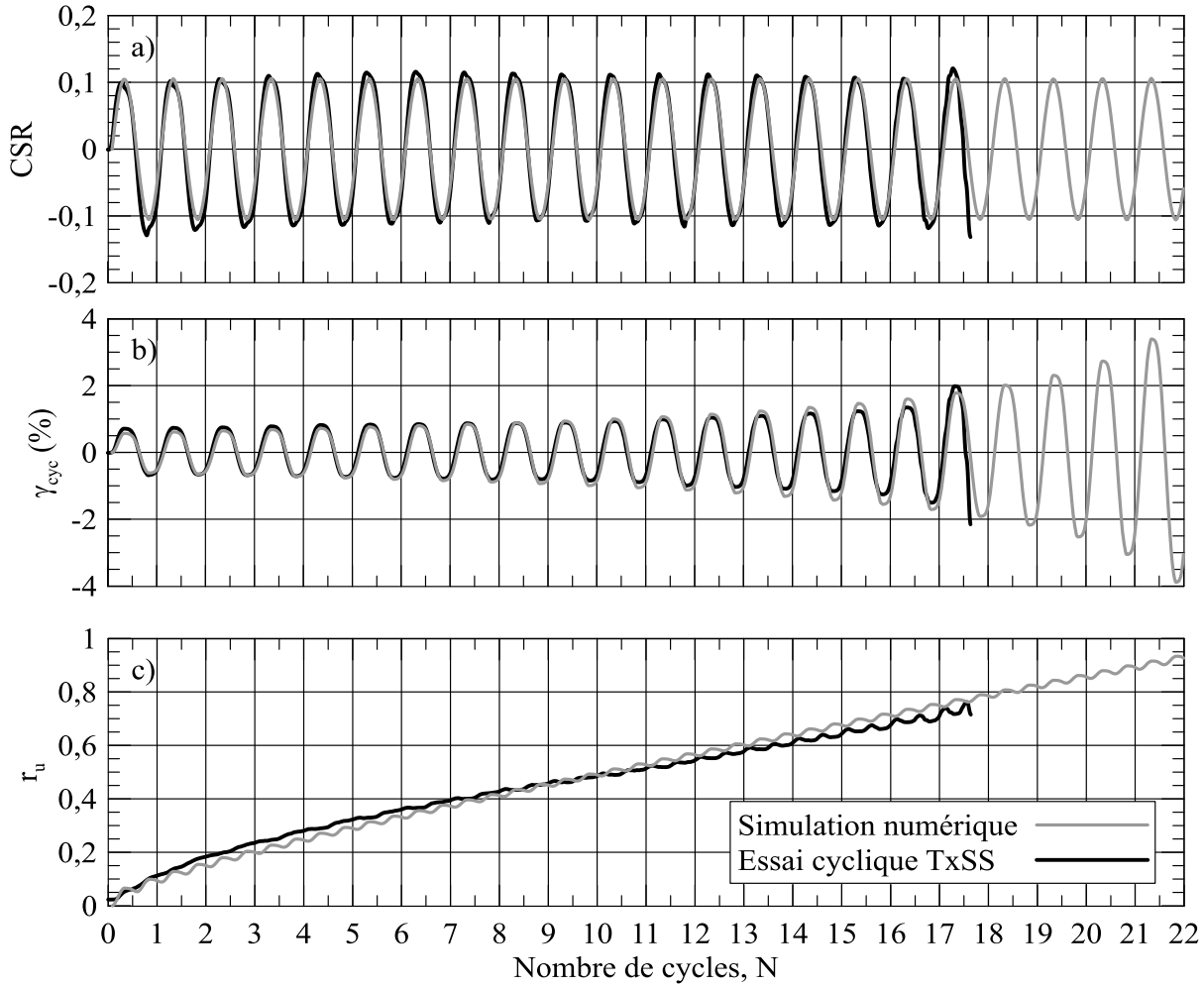


Figure 5.1: Essai de vérification du modèle numérique S-42 à une contrainte effective de 500 kPa a) Rapport des contraintes cycliques (CSR), b) Déformations cycliques (γ_{cyc}), c) Rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) en fonction du nombre de cycles de chargement.

La figure 5.2 présente le cheminement des contraintes effectives (p'-q) pour l'essai de vérification S-42. Les contraintes effectives (p'-q) ont été calculées selon les relation décrites au tableau 2.4. La contrainte en cisaillement (q) est d'environ 52 kPa durant le chargement cyclique, ce qui équivaut à un rapport des contraintes cycliques (CSR) de 0,104. La contrainte en cisaillement demeure relativement constante jusqu'au 17^e cycle de chargement. À cet instant, la contrainte effective moyenne (p') est d'environ 130 kPa, ce qui équivaut à un rapport des pression interstitielles (r_u) de 0,74. Le cheminement des contraintes n'a pas atteint la ligne de rupture (K_f) calculé à partir de l'équation [2.3] pour un angle de frottement interne ($\boldsymbol{\phi}$') de 38^o.

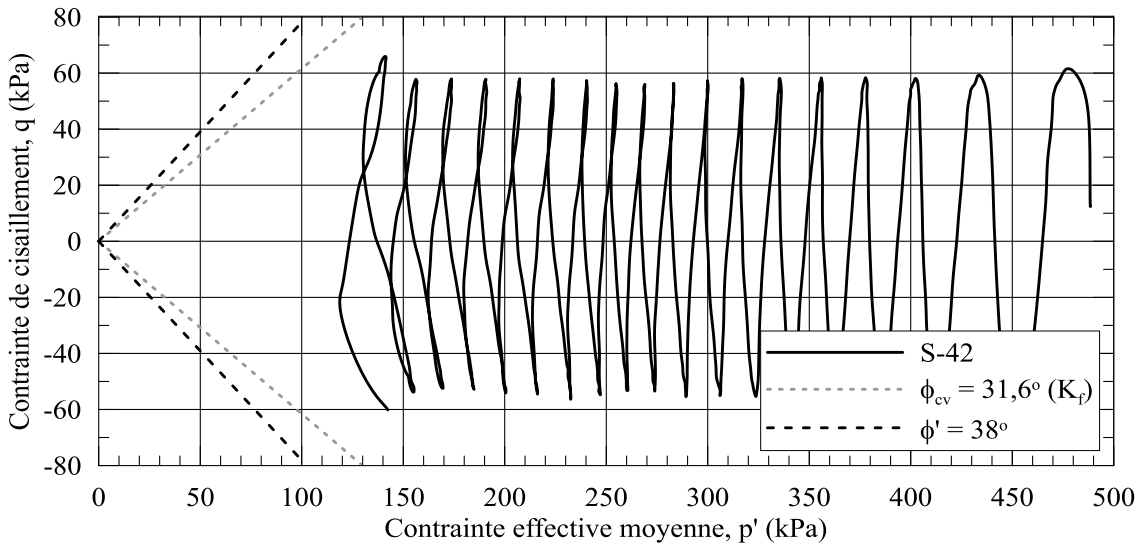


Figure 5.2: Cheminement des contraintes effectives lors de l'essai de vérification S-42 mené à une contrainte effective de 500 kPa un rapport des contraintes cycliques de 0,104.

La figure 5.3 présente les résultats de l'essai de vérification S-45 réalisé à une contrainte effective de 50 kPa. La liquéfaction était anticipée à 4,6 cycles de chargement, mais a été atteinte après 5,2 cycles. Le rapport des résistances cycliques (CSR) mesuré lors de l'essai de TxSS est inférieur à la valeur anticipée pendant la simulation numérique après le 2^{e} cycle de chargement (voir figure 5.3a). CSR passe de 0,247 à environ 0,180 et le taux de génération des pressions interstitielles en excès (r_u) diminue également (voir figure 5.3c). Les déformations cycliques (γ_{cyc}) appliquées à l'éprouvette S-45 sont pratiquement identiques aux déformations cycliques tirées de la simulation numérique. Olgun et Kamalzare (2017) présentent à la figure 2.34 que la pression interstitielle en excès est liée à l'énergie dissipée par unité de volume de sol (E). Il est attendu d'observer une augmentation du rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) moindre sous un chargement cyclique de magnitude inférieure puisque moins d'énergie est dissipée (voir aussi équation [2.16]).

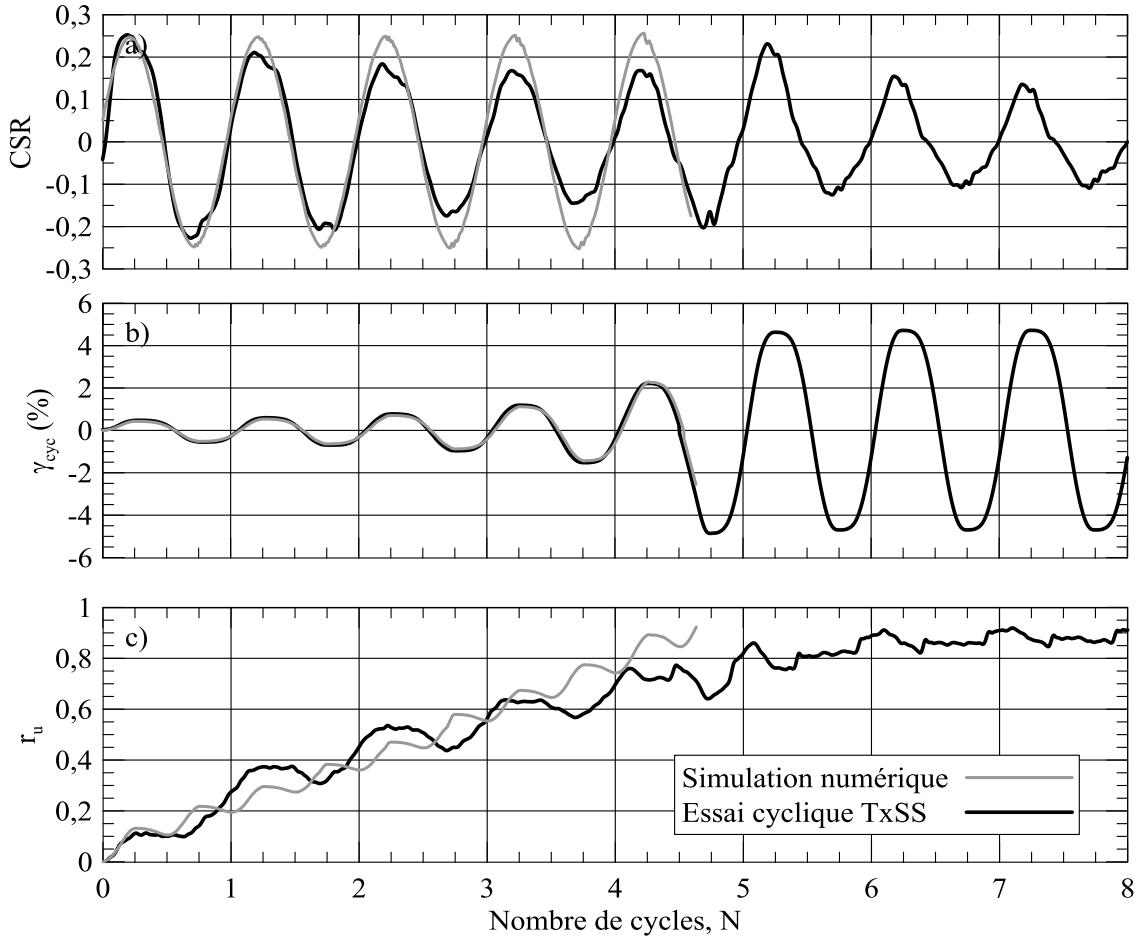


Figure 5.3: Essai de vérification du modèle numérique S-45 à une contrainte effective de 50 kPa a) Rapport des contraintes cycliques (CSR), b) Déformations cycliques (γ_{cyc}), c) Rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) en fonction du nombre de cycles de chargement.

Le cheminement des contraintes effectives de l'essai S-45 est présenté à la figure 5.4. La contrainte en cisaillement lors des premiers cycles est d'environ 12 kPa (CSR = 0,240) et diminue légèrement lors des cycles subséquents. Le cheminement des contraintes effectives converge vers l'origine (p' = 0; q = 0) alors que l'éprouvette subit le chargement en cisaillement cyclique. Lorsque la contrainte effective moyenne (p') approche zéro, la contrainte en cisaillement diminue. La forme des courbes p'-q lorsque la contrainte effective est inférieure à 10 kPa (r_u = 0,80) est saccadée. Ceci peut être liée aux déformations cycliques imposées au-delà du 5^e cycle de chargement. Ces déformations ont été ajoutées artificiellement afin de prolonger le chargement de quelques cycles et éviter que l'essai de TxSS s'arrête avant l'atteinte de la liquéfaction (r_u = 0,90).

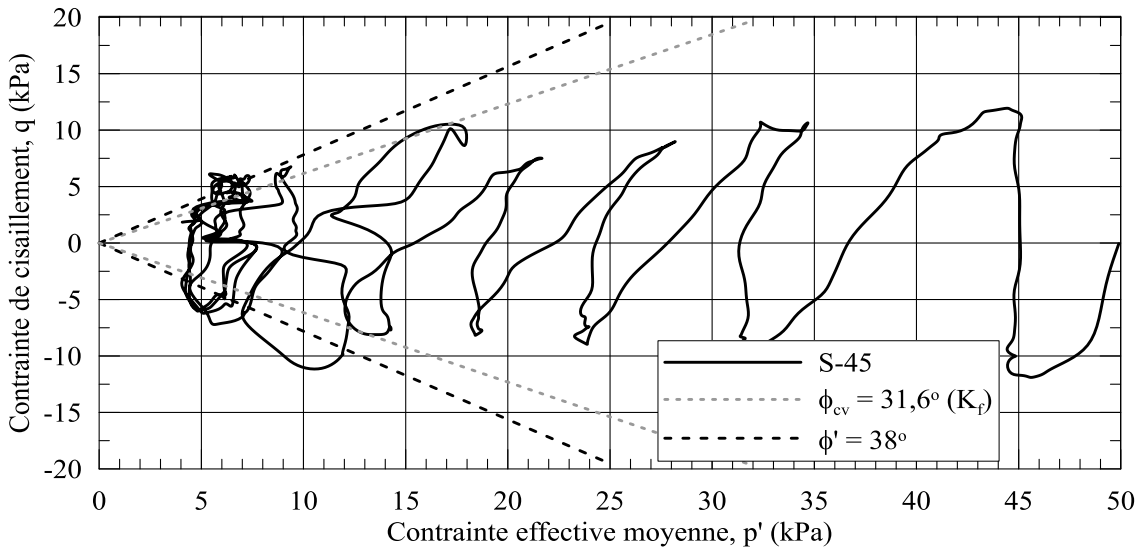


Figure 5.4: Cheminement des contraintes effectives lors de l'essai de vérification S-45 mené à une contrainte effective de 50 kPa un rapport des contraintes cycliques de 0,247.

L'essai de vérification S-43 présenté à la figure 5.5 a été réalisé à une contrainte de confinement effective de 300 kPa et le rapport des contraintes cycliques (CSR) appliquée était d'environ 0,113. La liquéfaction était anticipée après 18,8 cycles de chargement. Cet essai a été sujet à une erreur de l'opérateur puisque le fichier des déplacements de l'essai S-44 a été appliqué à l'éprouvette de l'essai S-43. Après le 11^{e} cycle de chargement, les déformations en cisaillement appliquées sont devenues grandes puisqu'il était anticipé que l'éprouvette S-44 atteigne la liquéfaction à 10,2 cycles. Le rapport des pression interstitielles en excès (r_u) de l'éprouvette S-43 au 11 cycle était d'environ 0,50. L'éprouvette était donc encore en mesure de mobiliser une résistance en cisaillement significative. Par conséquent, le rapport des contraintes cycliques mobilisées au 11^{e} cycle a été d'environ 0,200 (voir figure 5.5a); près de 90% supérieur à la contrainte cyclique uniforme imposée dans la simulation numérique. La pression interstitielle en excès a augmenté rapidement lors de ce cycle et la liquéfaction a été observée à 12,9 cycles de chargement.

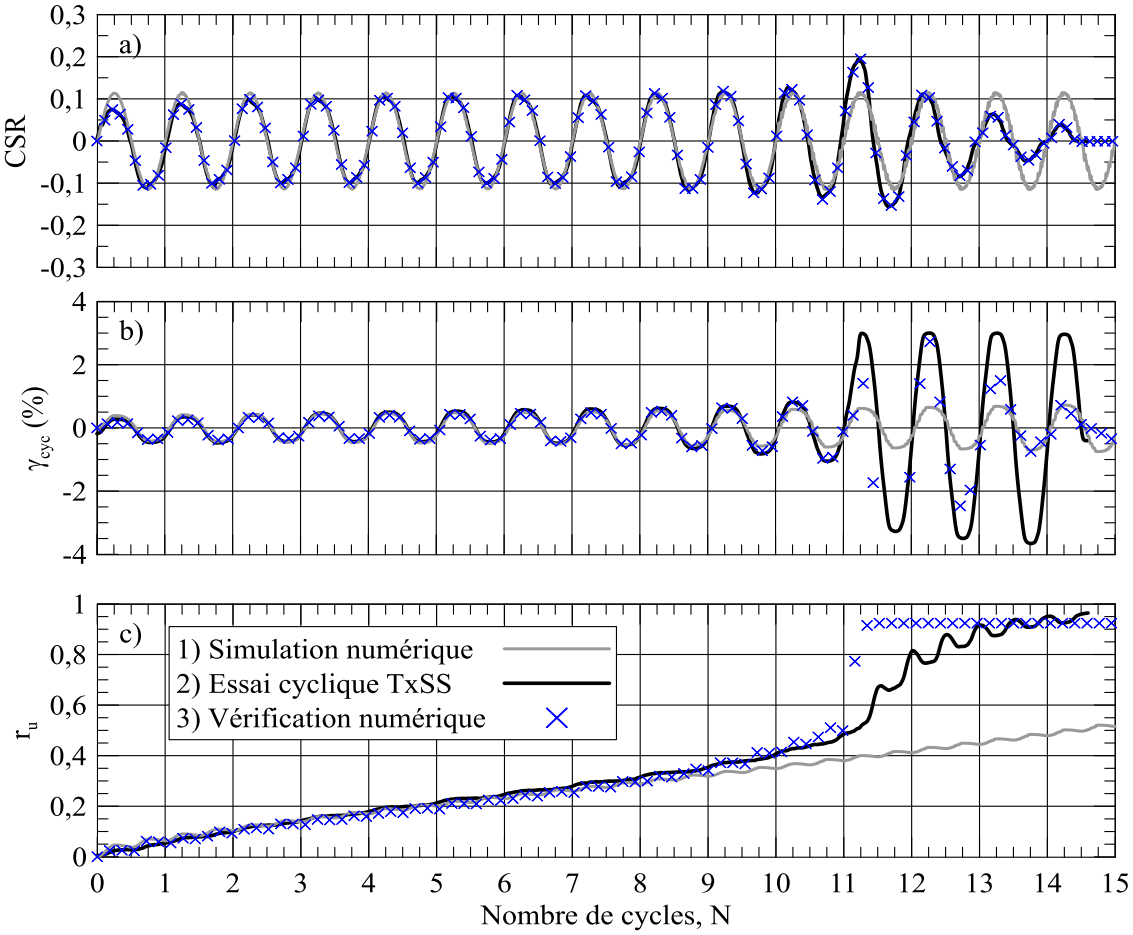


Figure 5.5: Essai de vérification du modèle numérique S-43 à une contrainte effective de 300 kPa a) Rapport des contraintes cycliques (CSR), b) Déformations cycliques (γ_{cyc}), c) Rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) en fonction du nombre de cycles de chargement

Une simulation numérique secondaire (vérification numérique) a été réalisée. Le rapport des contraintes cycliques (CSR) mesurées lors de l'essais cycliques ont été importées dans FLAC et appliquées au modèle numérique. Cette simulation secondaire est présentée sur la figure 5.5 par des croix (x). Les simulations numériques et l'essai cyclique sont en très bon accord jusqu'au 11^{e} cycle de chargement. La pression interstitielle en excès lors de la simulation numérique initiale (1) est inférieure à la pression interstitielle mesurée lors de l'essai cyclique puisque les déformations appliquées après le 11^{e} cycle sont nettement plus grandes (voir figure 5.5b). La pression interstitielle obtenue par la simulation numérique secondaire (vérification numérique) montre une augmentation subite alors que le rapport des contraintes de cisaillement cycliques (CSR) augmente. Les déformations en cisaillement (γ_{cyc}) observées après le 11^{e} cycle de chargement durant la

simulation numérique secondaire sont en bon accord avec les déformations imposées lors l'essai cyclique, pour une même contrainte en cisaillement.

La figure 5.6 présente le cheminement des contraintes effectives lors de l'essai de vérification S-43. La contrainte en cisaillement (q) mobilisée est relativement uniforme à 33 kPa (CSR=0,110) jusqu'au 11^{e} cycle de chargement (voir aussi figure 5.5a). La contrainte effective moyenne (p') passe de 150 kPa à environ 75 kPa entre le 11^{e} et 12^{e} cycle de chargement. Cette chute correspond à l'augmentation du rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) de 0,50 à environ 0,75 observée sur la figure 5.5c. Le cheminement des contraintes effectives suit par la suite la ligne de rupture K_f avec les cycles de chargement subséquents alors que la contrainte effective moyenne passe par l'état nulle temporairement. Lorsque le cheminement des contraintes atteint la ligne de rupture K_f, la contrainte en cisaillement et la contrainte effective moyenne augmentent graduellement puisque l'éprouvette se dilate. Cette tendance est reconnue comme de la mobilité cyclique et est typique de matériaux ayant atteint la liquéfaction en laboratoire (Wijewickreme et al. 2005a; Hyde et al. 2006). Il est cependant difficile de statuer sur la mobilité cyclique des éprouvettes de résidus miniers étant donné que les essais expérimentaux sous contraintes en cisaillement uniformes se déroulaient tout de même en conditions de déformations contrôlées (importation des déformations mesurées numériquement).

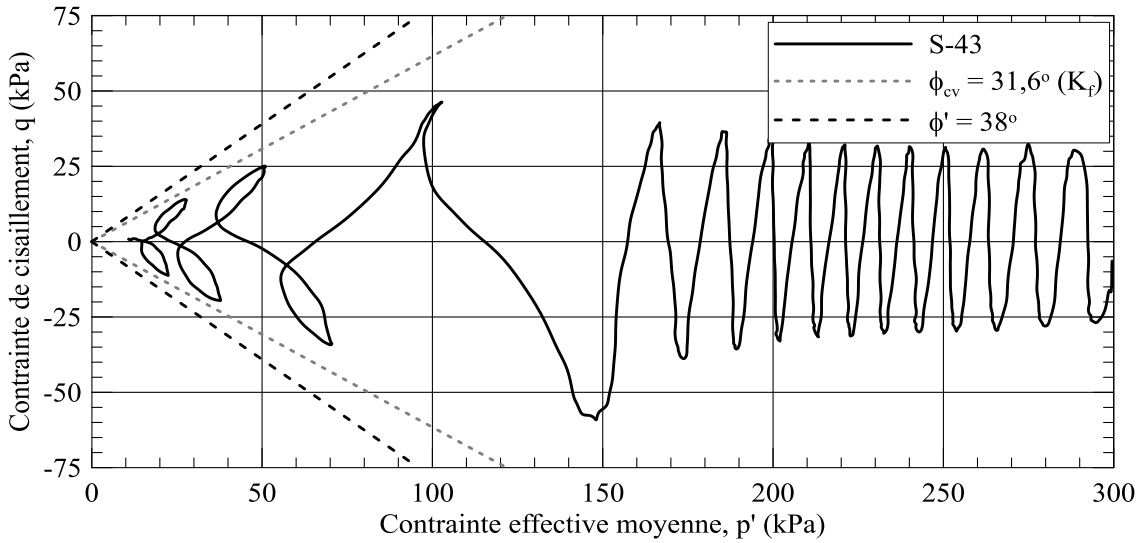


Figure 5.6: Cheminement des contraintes effectives lors de l'essai de vérification S-43 mené à une contrainte effective de 300 kPa un rapport des contraintes cycliques de 0,113.

Les cheminements des contraintes effectives (p'-q) lors des essais cycliques sous déformations d'amplitudes uniformes et une contrainte de confinement effective de 50, 100, 300 et 500 kPa sont présentés aux Annexes K, M, O et Q respectivement.

L'énergie normalisée cumulative dissipée par unité de volume de sol à liquéfaction (W_s) pour les 29 essais cycliques sous déformations d'amplitudes contrôlées et les trois essais de vérification où la liquéfaction a été observée est présentée à la figure 5.7. L'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol (E) est normalisée par la contrainte de confinement effective (σ'_c). Les essais de vérification où les déformations variables produisaient des contraintes cycliques uniformes ont atteint la liquéfaction pour une quantité d'énergie dissipée similaire aux 29 essais cycliques en déformations contrôlées en fonction de la contrainte de confinement effective. Ceci est attendu puisque les pressions interstitielles en excès sont dépendantes de l'énergie dissipée et indépendante de la forme du chargement cyclique (Baziar et Sharafi 2011; Movahed et al. 2011; Polito et al. 2013).

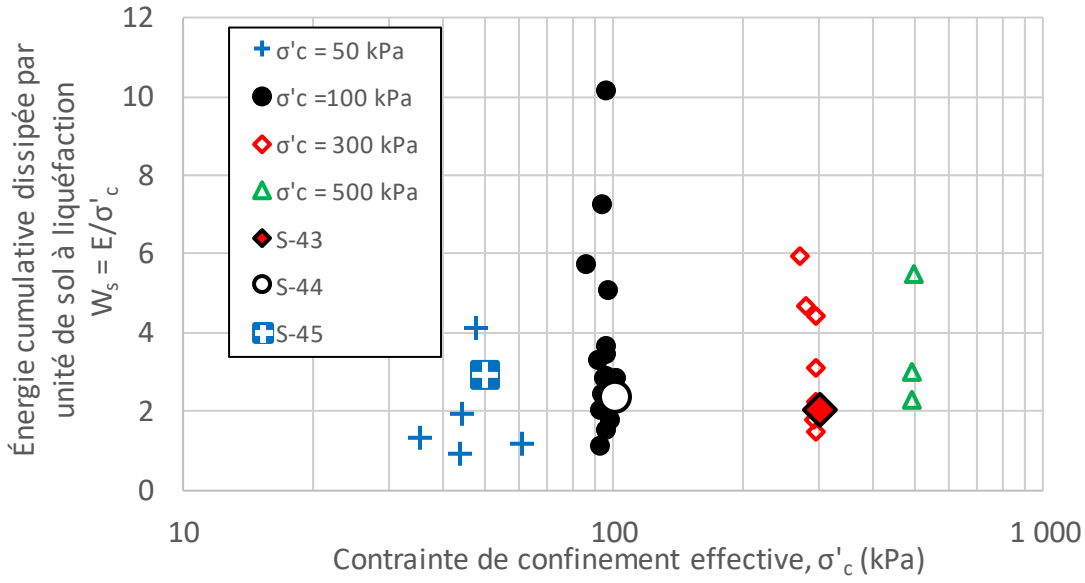


Figure 5.7: Énergie cumulative dissipée par unité de sol lors des essais cycliques en déformations contrôlées et lors des essais de vérification.

La figure 5.8 présente le rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) par rapport à l'énergie dissipée par unité de volume de sol (E) pour les 29 essais cycliques de la phase 1 sous déformations d'amplitude uniforme et pour les quatre essais de vérification de la phase 2 où les déformations

issues des simulations numériques produisaient des contraintes en cisaillement de magnitude uniforme lorsqu'importées dans le TxSS. Pour les quatre séries d'essais (σ'_c = 50, 100, 300 et 500 kPa), la pression interstitielle en excès est générée au même rythme lorsque le chargement consiste en des déformations d'amplitudes uniformes (Phase 1) que des contraintes en cisaillement de magnitude uniforme (Phase 2). Cet aspect vérifie la calibration du modèle numérique et est en accord avec ce qui est postulé par Polito et al. (2013) au sujet de la pression interstitielle en excès et de l'énergie dissipée lors d'un chargement cyclique (ou un séisme).

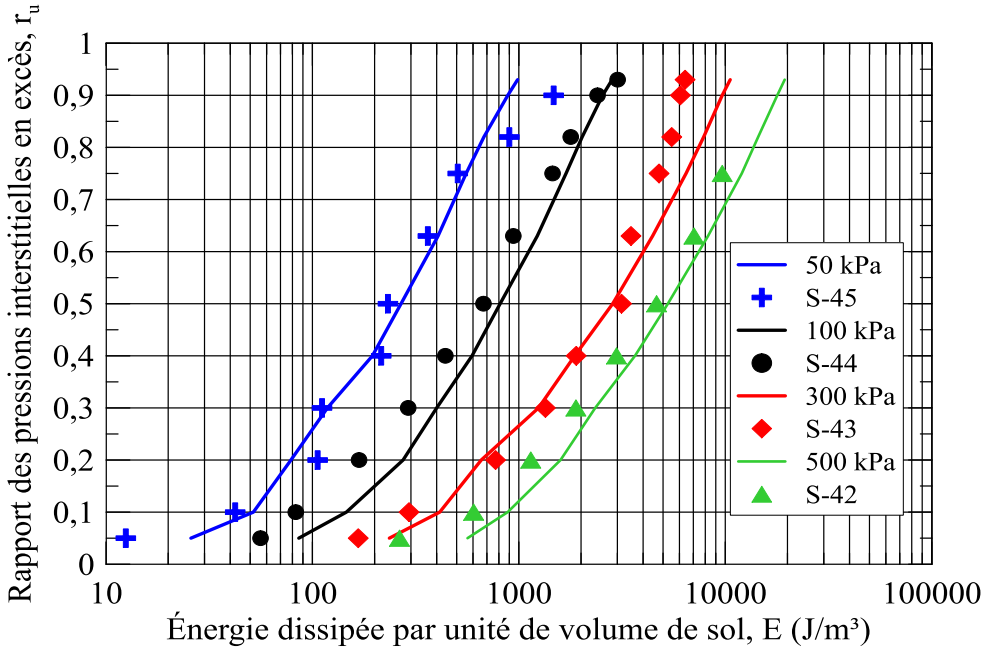


Figure 5.8: Comparaison entre l'énergie dissipée par unité de volume de sol et la pression interstitielle en excès pour les 29 essais de la phase 1 (Déformations contrôlées) et les 4 essais de la phase 2 (Contraintes contrôlées).

Le rapport des résistance cycliques (CRR) obtenu par simulation numérique montre une résistance à la liquéfaction dynamique qui est importante en comparaison à la résistance d'éprouvettes de résidus d'une mine en Abitibi testées par James (2009). La résistance à la liquéfaction est également très supérieure à celle des éprouvettes de résidus de la mine Canadian Malartic testées par Poncelet (2012) et Contreras (2013) (voir figure 4.14). Ceci peut être expliqué par le comportement des éprouvettes de résidus testées ici sous un chargement cyclique en déformations contrôlées, notamment par l'indice de densité (I_D).

La figure 5.9 présente le rapport des pressions interstitielles en excès lors d'essais cycliques en déformations contrôlées (déformations cycliques en cisaillement, γ_{cyc}, uniformes) avec l'appareil de cisaillement simple menés par Hazirbaba (2005) sur le sable Monterey #0/30 à un indice de densité (I_D) de 93% (e_c = 0,57) et une contrainte verticale effective (σ'_v) de 100 kPa. Les éprouvettes de sable Monterey #0/30 étaient préparées par pluviation dans l'eau (WP). Le sable Monterey #0/30 testé par Hazirbaba (2005) est un sable propre dont la densité relative des grains (D_r) est de 2,64, le coefficient de courbure(C_C) est de 1,1, le diamètre équivalent des particules à 50% passant (D_{50}) est de 0,48 mm et les indices de vide minimal (e_{min}) et maximal (e_{max}) sont de 0,55 et 0,87 respectivement. La figure 5.9 montre le rapport des pressions interstitielles en excès (r_u) pour 1, 5, 10 et 30 cycles de chargement (N) sous déformations cycliques d'amplitude uniforme. La pression interstitielle en excès générée est supérieure lorsque plus de cycles de chargement sont appliqués.

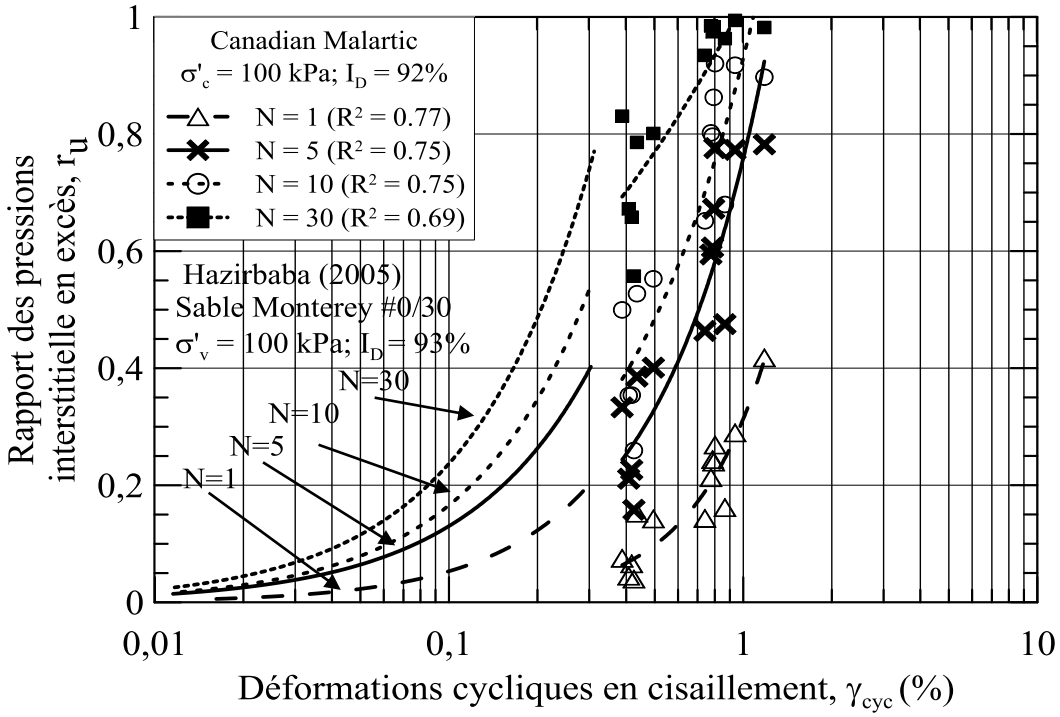


Figure 5.9: Comparaison des pression interstitielles en excès en fonction du nombre de cycles de chargement sous déformations cycliques uniformes pour le sable Monterey #0/30 à un indice de densité de 93% et pour les éprouvettes de résidus miniers de la mine Canadian Malartic testées ici à une contrainte effective de 100 kPa (Adaptée de Hazirbaba, 2005).

Les courbes de génération des pression interstitielles en excès des éprouvettes de résidus miniers de la mine Canadian Malartic testées avec le TxSS à une contrainte de confinement effective (σ'_c) de 100 kPa sont également présentées à la figure 5.9. L'amplitude des déformations cycliques en cisaillement lors des essais de TxSS est supérieure aux déformations appliquées aux éprouvettes de sable Monterey #0/30 testées par Hazirbaba (2005). Les courbes des pressions interstitielles en excès à 1, 5, 10 et 30 cycles de chargement indiquent que les pressions interstitielles en excès sont générées moins rapidement pour les éprouvettes de résidus miniers que pour les éprouvettes de sable Monterey #0/30. Pour atteindre r_u = 0,40 (Δu = 40 kPa) en 10 cycles de chargement, la déformation cyclique uniforme requise serait de 0,22% pour les éprouvettes de sable Monterey #0/30 et de 0,40% pour les éprouvettes de résidus miniers par exemple. Cette tendance est en accord avec la grande quantité d'énergie dissipée requise pour déclencher la liquéfaction dans les éprouvettes de résidus miniers (voir figure 5.7). L'indice de vide des éprouvettes de résidus miniers était également moins grand que pour les éprouvettes de sable. Les éprouvettes de résidus miniers avaient en moyenne un indice de vide (e_c) de 0,53 alors que celui des éprouvettes de sable était de 0,57 malgré des indices de densité (I_D) semblables (92% pour les résidus et 93% pour le sable). L'influence de l'indice de densité sur la résistance à la liquéfaction et la génération de la pression interstitielle en excès est montrée à la figure 2.18 ainsi qu'à la figure 2.34 (Olgun et Kamalzare 2017).

5.2 Caractérisation

La caractérisation des résidus de la mine Canadian Malartic a indiqué dès le début du projet qu'il y avait des différences avec ceux étudiés lors de travaux antérieurs menés à Polytechnique. Les résidus étudiés ici sont plus grossiers avec une proportion de particules fines d'environ 80% alors qu'il s'agissait auparavant d'un matériau composé entièrement de particules passant le tamis de 75 µm. La figure 5.10 illustre l'évolution progressive de la courbe granulométrique des résidus de la mine Canadian Malartic, selon ces travaux.

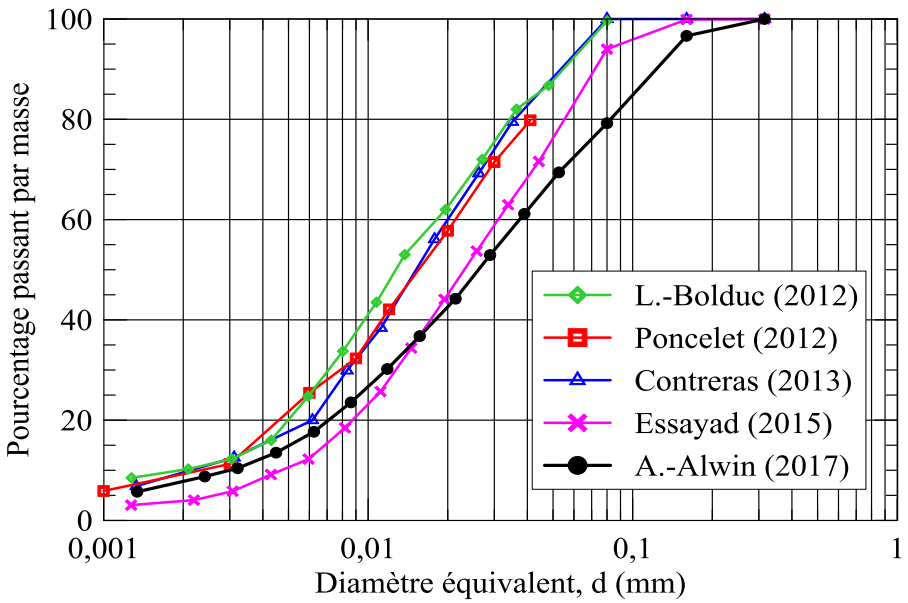


Figure 5.10: Courbes granulométriques des résidus de la mine Canadian Malartic déterminées lors des différents travaux menés à Polytechnique.

Le fait d'avoir une granulométrie un peu plus étalée a eu un effet sur certaines propriétés des résidus. Par exemple, la figure 5.11 illustre les courbes de compaction obtenues suite à des essais de compaction de type Proctor modifié (ASTM-D1557-12 2012) établies par Contreras (2013) ainsi que celles des résidus étudiés ici. Les résidus testés ici sont caractérisés par une teneur en eau optimale (w_{opt}) d'environ 13% alors qu'elle était de l'ordre de 15 à 18% auparavant. Les courbes de saturation des résidus de la mine Canadian Malartic illustrées à la figure 5.11 sont cependant semblables. L'indice de vide minimal (e_{min}) obtenu de ces essais de compaction est de 0,45 alors qu'il a été établi à entre 0,54 et 0,56 par Contreras (2013). La densité relative des grains est relativement semblable à ce qui avait été établi lors de travaux passés, soit 2,71 pour nos résidus et 2,75 par le passé.

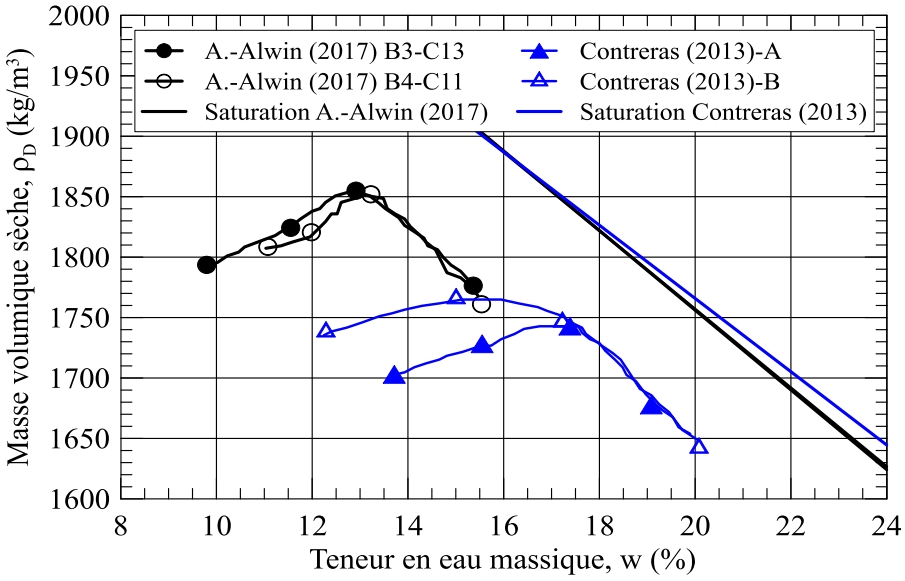


Figure 5.11: Comparaison des courbes de compaction issues des essais de type Proctor modifié.

5.3 Résistance cyclique

Les essais cycliques de compression triaxiale menés par Poncelet (2012) et Contreras (2013) ont établi des courbes de résistance cyclique différentes des courbes obtenues lors des essais de TxSS ici. Une importante différence est l'influence de la contrainte de confinement effective (σ'_c). Les essais de compression triaxiale indiquent une augmentation du rapport des contraintes cycliques (CSR) requis pour initier la liquéfaction (pour un nombre de cycles de chargement donné) avec l'augmentation de la contrainte effective. Il semble normal qu'une augmentation de la contrainte effective engendre une augmentation de la résistance au chargement cyclique en cisaillement (τ_{cyc}), mais le rapport des contraintes cycliques (CSR) diminue typiquement avec la contrainte de confinement (σ'_c) pour des sols pulvérulents normalement consolidés (Vaid et al. 1985; Vaid et al. 2001; Youd et al. 2001; Idriss et Boulanger 2006; Riemer et al. 2008). Ce phénomène serait attribuable à la tendance à la contraction qui augmente avec la contrainte effective. Cette tendance à la contraction serait souvent prédominante par rapport aux effets de l'augmentation de l'indice de densité (I_D) qui est aussi liée à l'accroissement de la contrainte de consolidation (Yamamuro et Lade 1998; Yamamuro et Covert 2001). Cette tendance serait également attribuable à la non-linéarité entre l'augmentation du module de cisaillement (G) et l'augmentation de la contrainte effective (Hynes et al. 1998). Ainsi, la résistance au cisaillement maximale augmenterait

proportionnellement avec la contrainte effective alors la rigidité initiale (module de cisaillement maximal, G_{max}) augmenterait de façon non-linéaire et la dégradation face à un chargement cyclique serait réduite, mais de façon moindre. (Rollins et al. 1998; Oztoprak et Bolton 2013).

Les échantillons testés avec le TxSS présentent peu de variation de l'indice de vide (e_c) et de l'indice de densité (I_D). Des indices de densité maximal et minimal de 99% et 86% sont atteints pour des indices de vide de 0,45 et de 0,59 respectivement. La diminution du rapport des résistances cycliques avec l'augmentation de la contrainte effective serait donc attribuable en grande partie à l'augmentation de la contrainte de confinement effective (σ'_c). Il est difficile de comparer les résultats des programmes de laboratoire de Poncelet (2012) et Contreras (2013) avec nos résultats puisque l'appareillage et les matériaux testés présentent des différences.

Les courbes de résistance cyclique issues des essais de Poncelet (2012) et Contreras (2013) à une contrainte de confinement effective (σ'_c) isotrope de 100 kPa ont été normalisées pour équivalence terrain à la section 2.8.6 et sont présentées à la figure 5.12. Les courbes provenant des programmes d'investigation de Ishihara et al. (1980), Garga et McKay (1984), Wijewickreme et al. (2005a) et de James (2009) décrits à la section 2.8 pour une contrainte de 100 kPa sont également présentées à la figure 5.12 et comparées à la courbe déterminée lors des essais de TxSS.

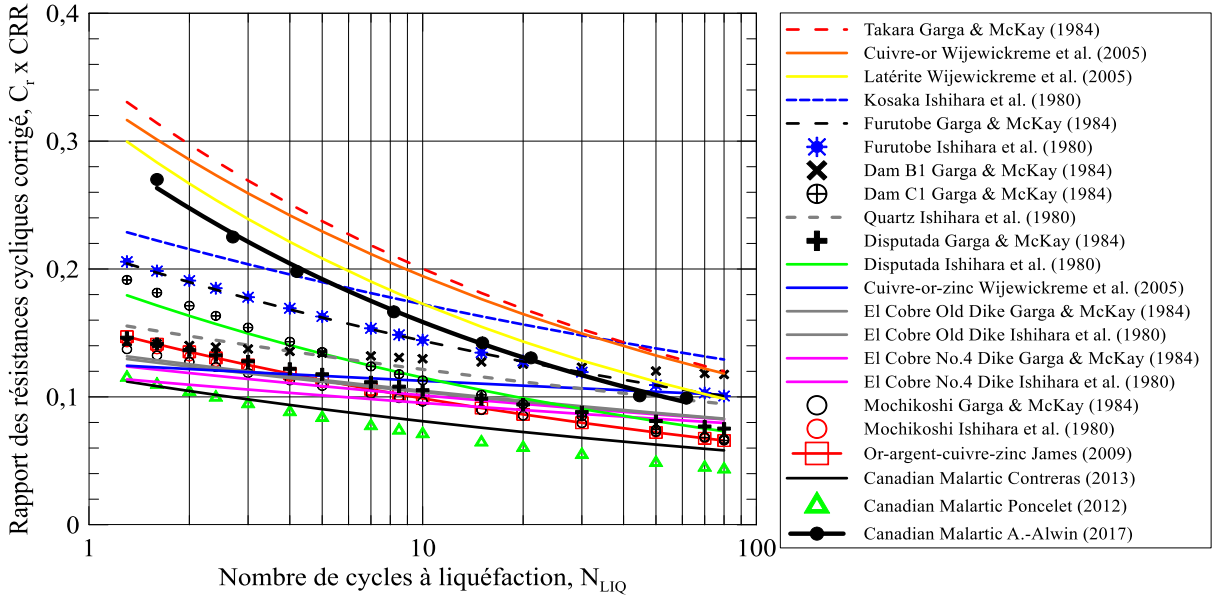


Figure 5.12: Comparaison des courbes de résistance cyclique à 100 kPa corrigées pour équivalence de terrain pour les résidus actuels et les anciens résidus.

Les résistances cycliques à 100 kPa des résidus testés avec l'appareil de compression triaxiale sans contre-pression par Poncelet (2012) et Contreras (2013), une fois corrigée pour les conditions de terrain, sont moindres que celles des résidus testés par James (2009) avec l'appareil de cisaillement simple et très inférieures aux résidus de Canadian Malartic testés avec l'appareil TxSS. L'angle de frottement interne des résidus testés par Poncelet (2012) et Contreras (2013) est d'environ 36^{o} alors le facteur de correction pour équivalence terrain (C_r) selon l'équation [2.7] est de 0,55. Le facteur de correction pour les résidus étudiés par James (2009) est de 0,9. Ce facteur de correction est également applicable aux résidus actuels de Canadian Malartic testés avec le TxSS en condition isotrope (Hussien et al. 2015; Khashila et al. 2017b). Le tableau 5.1 résume les propriétés des courbes de résistance cycliques présentées à la figure 5.12.

Tableau 5.1: Propriétés des courbes des résistance cyclique des résidus miniers étudiés lors de programmes antérieures et des résidus miniers de la mine Canadian Malartic testés avec le TxSS.

Référence	**Description (Origine)**	**C_r**	**A_0**	**b**	**e_c**	**CRR** N=10 cycles, σ_v'=100 kPa in situ
Ishihara et al. (1980)	Poudre de quartz	0,54	0,160	0,121	0,61-0,92	0,121
	El Cobre Old Dike	0,54	0,133	0,109	0,55-0,89	0,104
	El Cobre No.4 Dike	0,54	0,127	0,099	0,65-0,93	0,101
	Disputada	0,54	0,190	0,218	0,76-1,35	0,115
	Mochikoshi	0,56	0,150	0,187	0,59-0,87	0,097
	Kosaka	0,54	0,237	0,139	1,25-1,62	0,172
	Furutobe	0,54	0,215	0,173	1,18-1,41	0,144
Garga et McKay (1984)	Dam B1	0,54	0,145	0,048	0,58-1,24	0,130
	Dam C1	0,54	0,205	0,259	0,67-1,30	0,113
	El Cobre Old Dike	0,54	0,136	0,112	0,60-1,19	0,105
	El Cobre No.4 Dike	0,54	0,116	0,086	0,66-1,31	0,095
	Disputada	0,54	0,153	0,162	-	0,105
	Takara	0,54	0,353	0,246	-	0,200
	Mochikoshi	0,56	0,144	0,174	0,65-1,32	0,096
	Furutobe	0,54	0,214	0,172	-	0,144
Wijewickreme et al. (2005a)	Cuivre et or	0,90	0,337	0,239	0,56	0,194
	Cuivre, or et zinc	0,90	0,126	0,049	0,84-0,87	0,113
	Latérite	0,90	0,322	0,270	1,32-1,45	0,173
James (2009) James et al. (2011)	Or, argent, zinc et cuivre	0,90	0,155	0,195	0,64	0,099
Poncelet (2012)	Canadian Malartic	0,55	0,123	0,237	0,68-0,73	0,071
Contreras (2013)	Canadian Malartic	0,54	0,117	0,159	0,67-0,76	0,081
A.-Alwin (2017)	Canadian Malartic	0,90	0,300	0,278	0,48-0,59	0,158

Les résidus de cuivre et d'or testés par Wijewickreme et al. (2005a) avec l'appareil de cisaillement simple cyclique (DSS) ont des propriétés similaires à celles des résidus de la mine Canadian Malartic testés ici. Les propriétés de ces résidus sont résumées au tableau 5.2. Ces matériaux présentent des résistances cycliques supérieures à la plupart des résidus présentés à la figure 5.12 et semblables à celles des résidus de Takara, de Kosaka, de Furutobe et des résidus de latérite. Les résidus de cuivre et d'or testés par Wijewickreme et al. (2005a) ont un rapport des résistances cycliques (CRR) de 0,194 pour 10 cycles de chargement à 100 kPa. Les résidus de la mine Canadian Malartic étudiés ici semblent avoir un CRR pour 10 cycles de chargement et une contrainte effective de 100 kPa de 0,158.

Tableau 5.2: Propriétés des résidus testés par Wijewickreme et al. (2005a) et des résidus de la mine Canadian Malartic testés ici.

Référence	Description (Origine)	D_r	% fines	I_P (%)	ϕ' (°)	e_c	CRR N=10 cycles, σ_v'=100 kPa in situ
Wijewickreme et al. (2005a)	Cuivre-or	2,78	91	0	-	0,56	0,194
A.-Alwin (2017)	Canadian Malartic	2,71	79	0	38	0,48-0,59	0,158

5.4 Méthode simplifiée

La méthode simplifiée pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction dynamique, résumée à la section 2.7.2, fait appel aux courbes de résistance cyclique (CRR) obtenues en laboratoire. À partir des courbes de la figure 4.13, il est possible de déduire le rôle du coefficient de correction pour contraintes effectives élevées (K_σ) et du facteur d'échelle de magnitude (MSF).

Le coefficient de correction pour contraintes effectives élevés est présenté à la figure 4.15. La réduction du rapport des résistances cycliques (CRR) serait semblable à ce qui est recommandé par Youd et al. (2001) pour un sable propre à un indice de densité de 50%.

Le facteur d'échelle de magnitude défini par l'équation [2.13] est illustré à la figure 5.13 pour les résidus de la mine Canadian Malartic testés ici. Le MSF pour le sable propre tel que recommandé par Idriss et Boulanger (2006) et pour les résidus d'une mine polymétallique testés par James (2009) sont également présentés. Les résidus de la mine Canadian Malartic présentent

un facteur MSF qui se trouve entre celui déterminé par James (2009) et celui recommandé pour le sable propre par Idriss et Boulanger (2006) pour un séisme d'une magnitude inférieure à 7,5 (15 cycles de chargements). Le facteur d'échelle de magnitude pour des séismes supérieurs à 7,5 est inférieur au MSF identifié par James (2009) pour les résidus d'une mine québécoise.

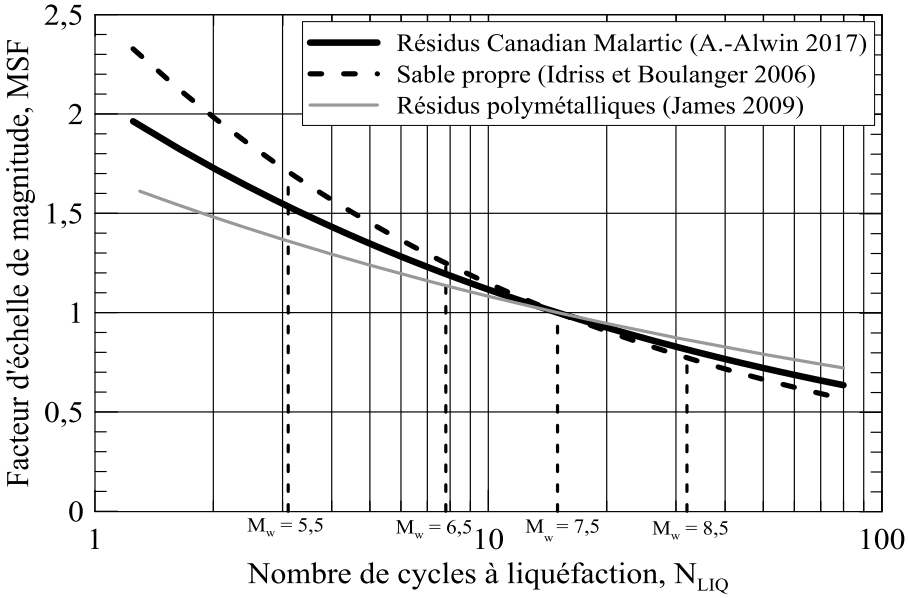


Figure 5.13: Facteur d'échelle de magnitude pour les résidus de la mine Canadian Malartic selon les résultats d'essais cycliques avec le TxSS et pour le sable propre selon Idriss et Boulanger (2006).

Tableau 5.3: Facteur d'échelle de magnitude obtenu des essais de TxSS pour les résidus de la mine Canadian Malartic, pour les résidus d'une autre mine au Québec et pour le sable propre.

M_w	$N_{ÉQ}$	Idriss et Boulanger (2006)	James (2009)	Canadian Malartic
5,5	3,1	1,69	1,36	1,55
6,5	7,8	1,30	1,14	1,20
7,5	15	1,00	1,00	1,00
8,5	33	0,77	0,86	0,80

5.5 Analyses complémentaires

Le comportement dynamique des résidus miniers de Canadian Malartic observé suite aux essais cycliques avec l'appareil triaxial-simple shear (TxSS) indique que la résistance cyclique dépend de

la contrainte de confinement effective (σ'_c), la densité des échantillons et de l'effort en cisaillement (nombre de cycles de chargement). Ces facteurs auraient une incidence directe sur la résistance cyclique des résidus notamment aux niveaux du taux de génération de la pression interstitielle en excès (Δu), du nombre de cycles requis pour initier la liquéfaction (N_{LIQ}) et de la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}). D'autres facteurs pourraient aussi influencer, de façon moins importante, les résultats. Certains de ceux-ci dont sont discutés dans ce qui suit.

5.5.1 Degré de saturation et contre-pression

Le coefficient des pressions interstitielles (B) de certaines éprouvettes était légèrement inférieur à ce qui est recommandé pour un niveau de saturation de 100%. Holtz et Kovacs (1981) font référence aux travaux de Black et Lee (1973) pour mentionner qu'une valeur du coefficient des pressions interstitielles (B) de 0,999 est indicateur d'un degré de saturation (S_r) de 100% pour les sols lâches. Une valeur de B de 0,913 est cependant acceptable pour indiquer la saturation complète de matériaux granulaires denses ou d'argiles fermes. Une valeur de 0,93 indiquerait un degré de saturation de 99% pour un silt dense.

Une brève évaluation de l'influence de ce paramètre sur la résistance cyclique est présentée à partir de la figure 5.14. Les résultats des essais présentés sur la figure 5.14 correspondent à une contrainte de confinement effective de 100 kPa. Ils sont divisés en deux séries avec des déformations cycliques uniformes (γ_{cyc}) de l'ordre de 0,42 et 0,80% respectivement. Les étiquettes ajoutées indiquent les indices de vide (e_c) et les déformations cycliques uniformes (γ_{cyc}) lors des essais. Selon la figure 5.14 qui présente le nombre de cycles à liquéfaction (N_{LIQ}) en fonction du coefficient des pressions interstitielles (B) mesuré avant les essais cycliques, un écart entre le coefficient de Skempton (B) de 0,93 et 1 ne semble pas influencer la résistance cyclique des éprouvettes. La variation du nombre de cycles requis pour initier la liquéfaction serait plutôt attribuable aux variations de densité (e_c) et à l'amplitude des déformations cycliques (γ_{cyc}). Les éprouvettes plus denses et soumises à des déformations cycliques en cisaillement moindre nécessiteraient plus de cycles de chargement avant la liquéfaction.

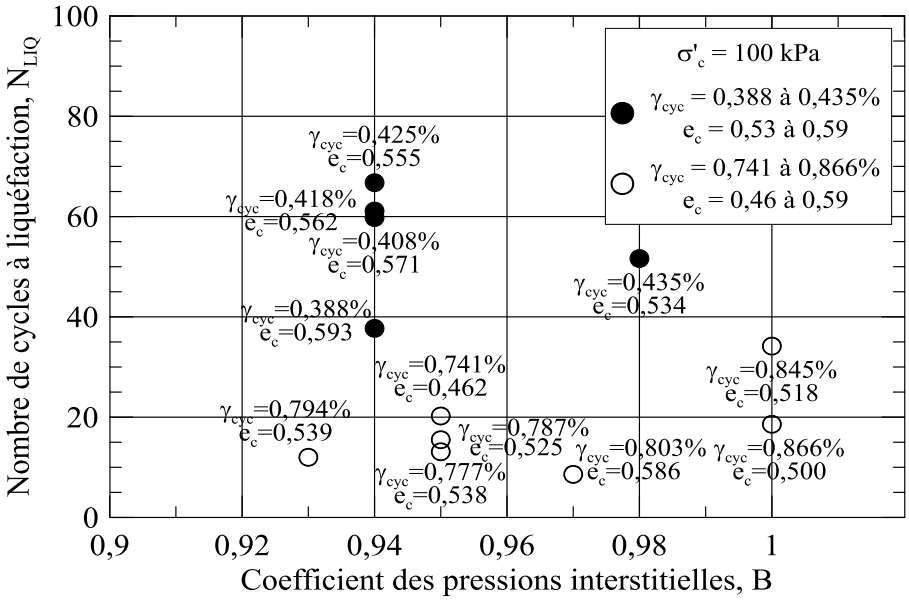


Figure 5.14: Influence du degré de saturation (coefficient des pression interstitielles, B) sur le nombre de cycles à liquéfaction (N_{LIQ}) pour les résidus miniers soumis aux essais cycliques avec le TxSS.

La figure 5.15 présente les essais cycliques également présentés à la figure 5.14 où le nombre de cycles à liquéfaction (N_{LIQ}) est exprimé par rapport à l'indice de densité (I_D) des éprouvettes. Pour les deux séries d'essais ($\gamma_{cyc} \approx$ 0,41% et 0,8%), le nombre de cycle à liquéfaction augmente avec une augmentation de l'indice de densité et ce, indépendamment de la valeur du coefficient des pressions interstitielles de Skempton (B) compris entre 0,93 et 1. Deux essais de la série $\gamma_{cyc} \approx$ 0,41% se retrouvent hors de la tendance. Il s'agit de l'éprouvette S-15 dont l'indice de vide était de 0,59 et de l'éprouvette S-13 où l'amplitude des déformations cycliques en cisaillement était de 0,435%. L'éprouvette S-15 était plus lâche et l'éprouvette S-13 était soumise à des déformations d'amplitudes supérieures à la moyenne des éprouvettes de cette série. Ce faisant, il est normal de constater que ces éprouvettes présentent la liquéfaction en moins de cycles de chargement que pour les autres éprouvettes de la même série.

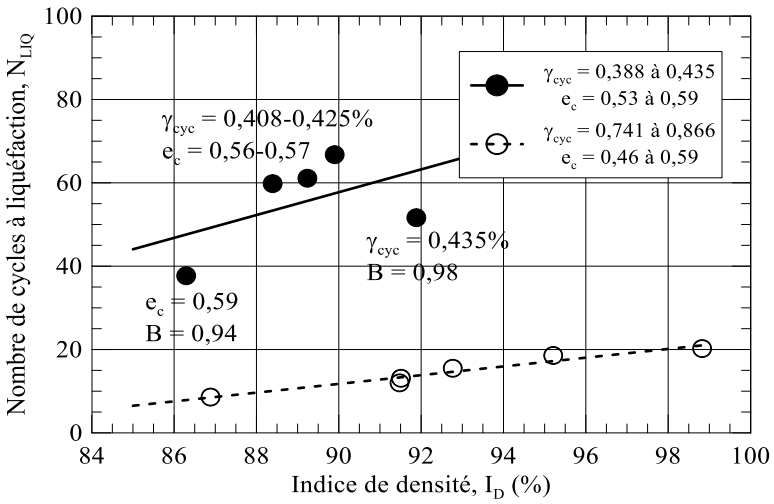


Figure 5.15: Influence de l'indice de densité sur le nombre de cycles à liquéfaction pour les essais cycliques à 100 kPa présentés à la figure 5.14.

Tel que présenté à l'article de conférence joint à l'Annexe I, la contre-pression ne semble pas influencer la réponse dynamique des éprouvettes de résidus miniers lorsque testés avec le TxSS (Archambault-Alwin et al. 2017). Cet aspect est illustré à la figure 5.16 qui présente le nombre de cycles à liquéfaction (N_{LIQ}) en fonction de la contre-pression (u) appliquée aux éprouvettes présentées sur la figure 5.14. Le nombre de cycles à liquéfaction est essentiellement influencé par la densité des éprouvettes et l'amplitude des déformations cycliques, mais pas par la contre-pression (appliquée pour saturer les échantillons).

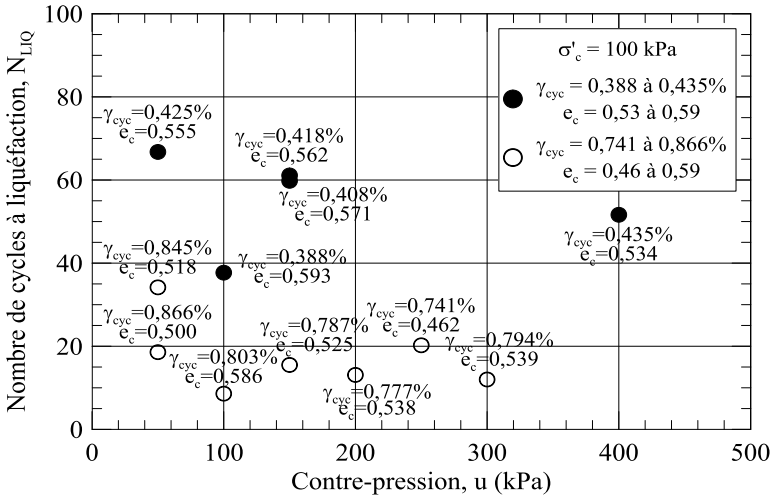


Figure 5.16: Influence de la contre-pression (pression interstitielle initiale, u) sur le nombre de cycles à liquéfaction (N_{LIQ}) pour les résidus miniers soumis aux essais cycliques avec le TxSS.

5.5.2 Densité des échantillons

En raison de la méthode de déposition employée et de l'équipement disponible, certains aspects étaient difficilement contrôlables lors de la préparation des éprouvettes. Un facteur important est la densité. La méthode utilisée pour estimer l'indice de vide des éprouvettes présentait des limitations, notamment en raison d'un manque d'instrumentation adaptée à la procédure de déposition hydraulique de Poncelet (2012).

Lors de la déposition hydraulique, une tare de référence était remplie afin d'obtenir l'indice de vide du mélange à l'état initial (e_{oo}) (ou suite à la désaération). Cependant, il n'était pas possible de mesurer les changements de volume lors de la phase de densification avant l'enlèvement du moule et la mise en cellule. La mesure manuelle des dimensions de l'échantillon avant la mise en cellule ne s'est pas avérée pratique puisque des changements de volume additionnels avaient lieu lors de la phase de circulation d'eau. De plus, tous déplacements du sommet des éprouvettes lorsqu'elles n'étaient pas confinées pouvait empêcher l'axe vertical de l'appareil TxSS de venir s'insérer dans la base supérieure du montage en vue de des essais cycliques. Cette problématique est illustrée à la figure 5.17. Certaines éprouvettes ont été densifiées suite à leur consolidation alors que l'axe vertical de ne s'insérait pas bien dans la base supérieure de montage. Lorsque l'alignement de l'éprouvette et de l'axe vertical n'était pas assez bon, la cellule était démontée et le protocole de déposition hydraulique était répété du début. De nombreuses éprouvettes se sont également effondrées lors de la mesure manuelle des dimensions initiales avant la mise en cellule.

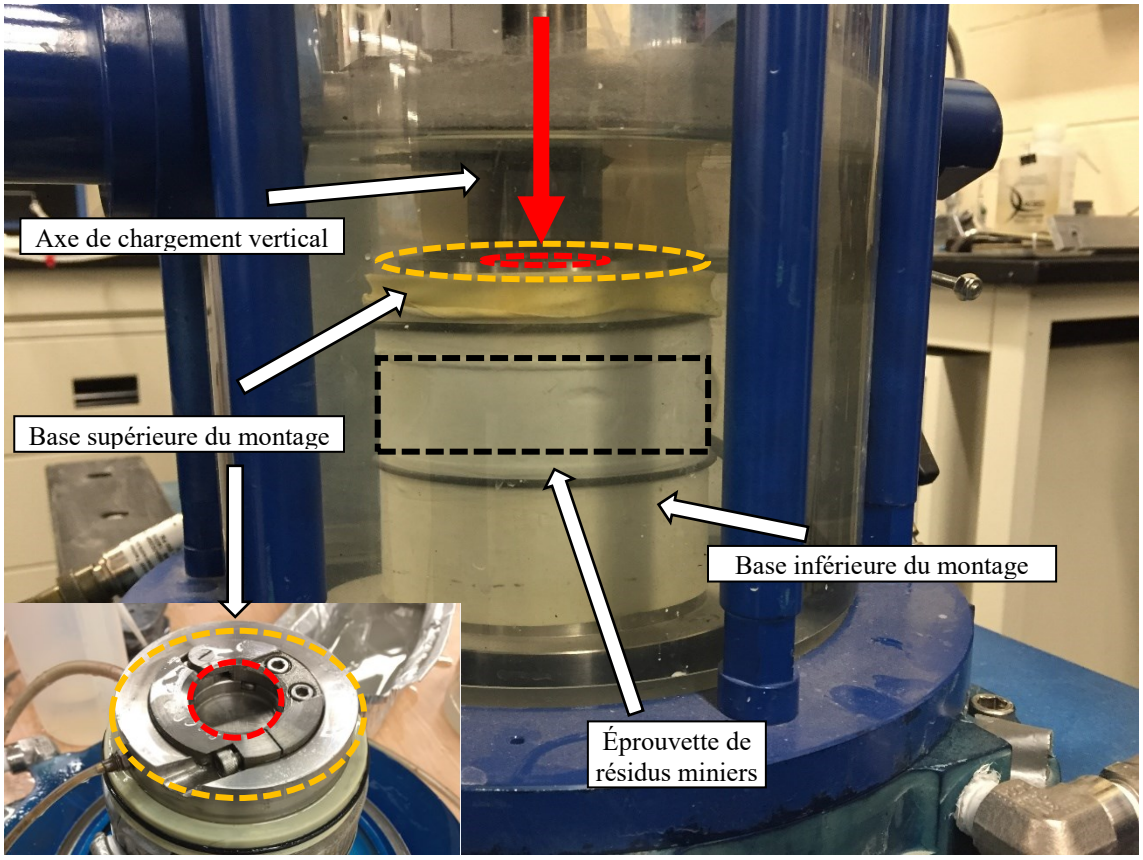


Figure 5.17: Représentation de la problématique d'alignement de l'axe de chargement vertical avec la base de montage supérieure avant les essais cycliques avec le TxSS.

Une fois les éprouvettes mises cellule, la contrainte de confinement cellulaire (σ_c) et la contre-pression (u) étaient amenées à des valeurs initiales de 50 et 40 kPa respectivement (σ'_c = 10 kPa). La mesure du coefficient des pressions interstitielles (B) était alors faite. La pression de confinement cellulaire (σ_c) et la contre-pression étaient augmentées graduellement (dans l'ordre) de 15 kPa à la fois et la mesure du coefficient des pressions interstitielles était évaluée aux trois incréments (45 kPa). Le processus était répété jusqu'à l'obtention d'un B satisfaisant, typiquement 0,94. Cette valeur du coefficient B indique un degré de saturation supérieur à 99% pour les matériaux silteux (Holtz et Kovacs 1981). Durant les phases de circulation d'eau et de saturation, les variations de volume et des dimensions des éprouvettes étaient inconnues puisque les instruments de mesure ne pouvaient être mis en place. Il a été jugé convenable d'utiliser les volumes d'eau issus de la consolidation des éprouvettes et de la dissipation de la pression

interstitielle en excès afin d'estimer l'indice de vide des éprouvettes durant les essais cycliques (e_c).

Les dimensions des éprouvettes étaient mesurées manuellement suite au démontage de la cellule et la masse sèche des solides était notée après séchage au four pendant 24 heures. La variation de la hauteur des éprouvettes durant les essais cycliques et la dissipation des pressions interstitielles étaient utilisées pour estimer les dimensions aux différents stades. Cette méthode est imprécise puisque plusieurs éprouvettes avaient des indices de vide proches de l'indice de vide minimal (e_{min} = 0,45) même pour des contraintes effectives de l'ordre de 50 et 100 kPa (voir table 4.2). Il y a raison de croire que l'indice de vide des échantillons était en réalité plus grand que ce qui est rapporté, mais il est difficile d'estimer l'écart. Cependant, l'ampleur des résistances cycliques obtenues durant les essais cycliques et les simulations numériques laisse croire que les éprouvettes étaient tout de même à l'état dense.

L'évaluation du changement de volume en fonction de la contrainte de confinement effective (σ'_c) durant les phases de consolidation et de dissipation des pressions interstitielles en excès (Δu) est présentée aux figure 5.18 et figure 5.19 respectivement. Ces figures indiquent qu'il y un changement de volume supérieur pour des contraintes effectives plus élevées.

La densité des éprouvettes lors de la mise en cellule suite à la phase de densification (e_o) devrait être comparable puisque la teneur en eau utilisé lors de la phase de désaération (w_{00}), la succion et la contrainte axiale lors de la phase de densification sont sensiblement identiques pour l'ensemble des essais. Il serait normal d'observer des densités supérieures pour les éprouvettes consolidées à des contraintes effectives plus élevées, conformément à la tendance présentée à la figure 5.20, où les changements de volume durant la phase de consolidation (ΔV_c) sont comparés à la teneur en eau lors de la phase de désaération (w_{00}). Typiquement, l'indice de vide de la pulpe de résidus miniers lors de la désaération (e_{00}) variait entre 1,00 et 1,11 pour des teneurs en eau (w_{00}) de 37% et 41% respectivement. Cependant, quelques éprouvettes au début du programme de laboratoire ont été désaérées à des teneurs en eau entre 50 et 65% afin de trouver la teneur en eau optimale qui permettrait la désaération la plus efficace (saturation sans l'application de contre-pression). Tel qu'indiqué, il n'a pas été possible d'atteindre la saturation sans une contre-pression d'au moins 50 kPa.

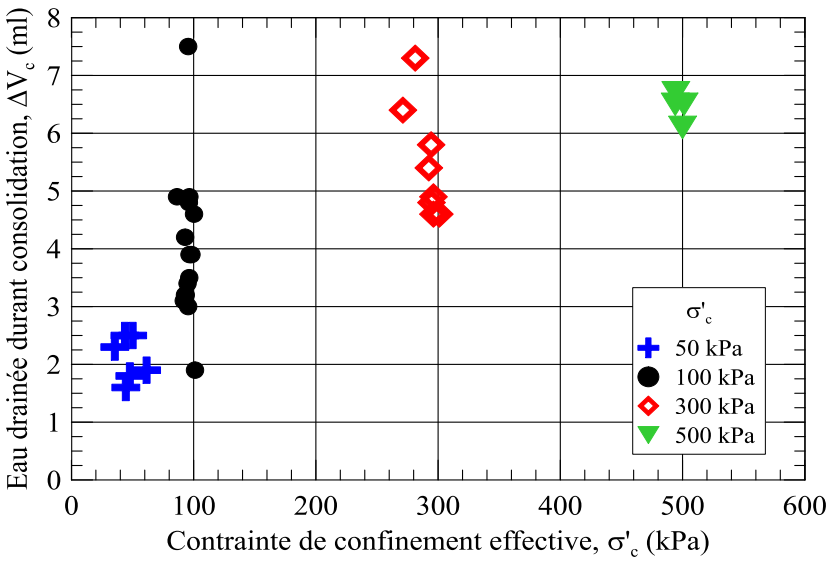


Figure 5.18: Volume d'eau drainé lors de la phase de consolidation isotrope pour les éprouvettes de résidus consolidées à 50, 100, 300 et 500 kPa avant les essais cycliques avec le TxSS.

La densité des éprouvettes lors de la mise en cellule suite à la phase de densification (e_o) devrait être comparable puisque la teneur en eau utilisé lors de la phase de désaération (w_{00}), la succion et la contrainte axiale lors de la phase de densification sont sensiblement identiques pour l'ensemble des essais. Il serait normal d'observer des densités supérieures pour les éprouvettes consolidées à des contraintes effectives plus élevées, conformément à la tendance présentée à la figure 5.20, où les changements de volume durant la phase de consolidation (ΔV_c) sont comparés à la teneur en eau lors de la phase de désaération (w_{00}). Typiquement, l'indice de vide de la pulpe de résidus miniers lors de la désaération (e_{00}) variait entre 1,00 et 1,11 pour des teneurs en eau (w_{00}) de 37% et 41% respectivement. Cependant, quelques éprouvettes au début du programme de laboratoire ont été désaérées à des teneurs en eau entre 50 et 65% afin de trouver la teneur en eau optimale qui permettrait la désaération la plus efficace (saturation sans l'application de contre-pression). Tel qu'indiqué, il n'a pas été possible d'atteindre la saturation sans une contre-pression d'au moins 50 kPa.

Selon les tendances présentées à la figure 5.18 et à la figure 5.20, les changements de volume durant la consolidation seraient principalement dus à la contrainte de confinement effective (σ'_c). Les indices de vide lors de la mise en cellule (e_o) seraient alors similaires pour l'ensemble des éprouvettes. Il n'a pas été possible de mesurer et de vérifier la teneur en eau et l'indice de vide

durant la phase de densification. Également, il n'a pas été possible de mesurer les changements de dimensions des éprouvettes lors des phases de circulation d'eau et de saturation puisque la cellule ne pouvait pas être instrumentée.

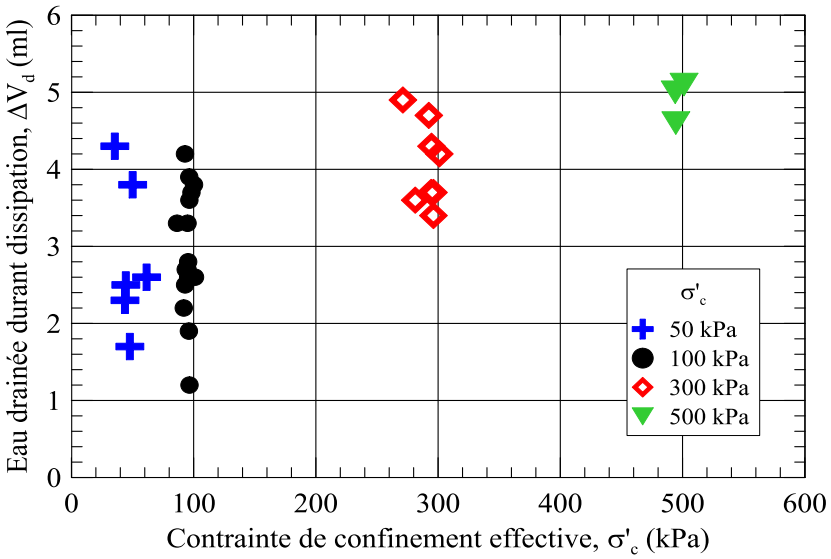


Figure 5.19: Volume d'eau drainé lors de la phase de dissipation des pression interstitielles pour les éprouvettes de résidus consolidées à 50, 100, 300 et 500 kPa après les essais cycliques avec le TxSS.

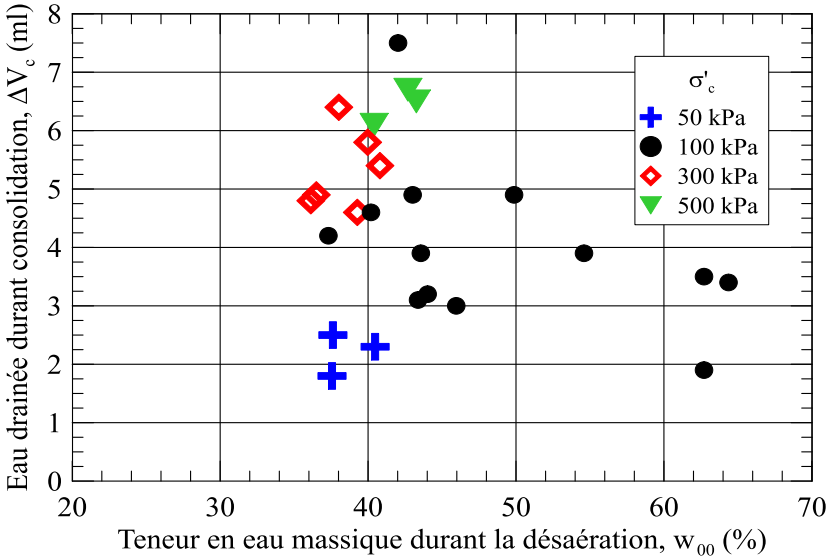


Figure 5.20: Changement de volume durant la phase de consolidation en fonction de la teneur en eau massique mesurée lors de la déposition hydraulique.

Le petit format des éprouvettes pouvait aussi engendrer des incertitudes lors de la mesure manuelle des dimensions suite au démontage de la cellule. Par exemple, le plus petit changement de volume mesuré lors de la dissipation des pressions interstitielles en excès suite aux essais cycliques est de 1,7 cm² (17 ml) à une contrainte de 50 kPa. Le plus grand changement de volume observé suite aux essais cycliques est de 5,2 cm³ (voir figure 5.19) à une contrainte de 500 kPa. Selon la valeur moyenne du volume des éprouvettes suite à la dissipation des pressions interstitielles en excès (V_f) et de la masse sèche moyenne des solides par éprouvette, l'indice de vide final moyen des éprouvettes est de 0,47. Pour un changement de volume de 1,7 cm³ lors de la phase de dissipation, l'indice de vide après consolidation serait de 0,50 alors que si un changement de volume de 5,2 cm³ est observé, l'indice de vide après consolidation (e_c) serait plutôt de 0,54. L'écart entre les valeurs extrêmes de changement de volume lors de la dissipation des pressions interstitielles en excès indique qu'il est normal que les éprouvettes de résidus se retrouvent toutes dans une plage de densités étroite. Cette démarche est résumée au tableau 5.4.

Tableau 5.4: Influence du changement de volume minimum et maximum mesurés lors de la phase de dissipation des pressions interstitielles

H_f (mm)	D_f (mm)	V_f (cm³)	M_s (g)	V_s (cm³)	V_w (cm³)	e_f	e_c pour ΔV_d= 1,7 cm³	e_c pour ΔV_d= 5,2 cm³
25,84	78,23	124,20	227,96	84,11	39,94	0,47	0,50	0,54

Cette variation de l'indice de vide est équivalente à commettre une erreur de 0,5 mm lors de la mesure de la hauteur finale des éprouvettes (après démontage). Des recommandations pour mieux évaluer l'indice de vide des éprouvettes préparées par déposition hydraulique lors d'essais cycliques non-drainés avec le TxSS sont présentées à la fin de l'Annexe G:

De façon générale, le degré de saturation et la contre-pression ne semblent pas avoir d'effet notable sur la résistance cyclique des éprouvettes de résidus miniers testés avec le TxSS. La densité des éprouvettes était grande et le comportement cyclique observé lors des essais sous déformations cycliques uniformes reflète cet aspect. Le comportement issu des simulations numériques réalisées avec un modèle calibré selon une méthode énergétique à partir des essais en déformations contrôlées confirmerait également cette observation.

En théorie, la résistance cyclique d'échantillons moins denses serait moindre (Ishihara et al. 1978; Sivathayalan 1994; Vaid et Sivathayalan 1996; Polito et Martin 2001; Hazirbaba 2005; Jafarian et al. 2012; Olgun et Kamalzare 2017). Il serait intéressant d'effectuer des essais de chargement cycliques sur des éprouvettes avec des indices de vide (e_c) représentatifs des conditions in situ. Des recommandations au protocole de déposition hydraulique de Poncelet (2012)

.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le projet de recherche présenté dans le mémoire avait pour but d'étudier le comportement dynamique et la résistance cyclique des résidus de la mine Canadian Malartic. Les essais de caractérisation indiquent que ces résidus sont typiques des résidus de mines de roches dures et de mines aurifères du Québec et d'ailleurs.

Le programme d'essais cycliques non-drainés en déformations contrôlées permet de tirer les conclusions suivantes au sujet du comportement dynamique et de la résistance cyclique de ces résidus miniers :

i) La résistance cyclique des résidus à l'état dense soumis à des déformations d'amplitude uniforme est supérieure à celle des sables propres comme le sable Monterey #0/30 pour un indice de densité comparable (Hazirbaba 2005; Hazirbaba et Rathje 2009).

ii) La résistance cyclique sous déformations d'amplitude contrôlée (uniforme) pour les éprouvettes consolidées à 100 kPa et un indice de densité de 92% est semblable à celle du sable silteux CF-16 consolidé à 145 kPa et à un indice de densité relative de 54%. La résistance cyclique sous déformations d'amplitude uniforme pour les éprouvettes consolidées à 300 kPa et un indice de densité relative de 97% est semblable à celle du sable silteux CF-16 consolidé à 145 kPa et à un indice de densité de 75%. (Harehdasht et al. 2017).

iii) La contre-pression appliquée pour saturer les éprouvettes de résidus miniers en laboratoire n'influence pas la résistance cyclique de façon significative pour les essais cycliques non-drainés réalisés avec l'appareil triaxial-simple shear (TxSS).

iv) La vitesse de génération de la pression interstitielle en excès tend à diminuer lorsque la contrainte de consolidation effective augmente (Baziar et Sharafi 2011; Olgun et Kamalzare 2017).

v) À contraintes effectives égales, la vitesse de génération de la pression interstitielle en excès augmente avec une diminution de l'indice de densité (I_D) (Vaid 1994; Hazirbaba et Rathje 2009; Jafarian et al. 2012).

vi) La dégradation du module de cisaillement (G/G_{max}) à des déformations cycliques en cisaillement supérieur à 0,5% ($\gamma_{cyc} \geq 0.5\%$) est similaire pour les éprouvettes testées à des contraintes de consolidation effectives de 50, 100, 300 et 500 kPa et des indices de densité élevés.

vii) Le module de cisaillement maximal (G_{max}) augmente avec la contrainte de consolidation effective (Seed et al. 1986; Rollins et al. 1998).

Une analyse des essais de chargement cyclique en déformations contrôlées, avec le TxSS, selon la méthode de l'énergie a été réalisée pour établir les courbes de résistance cyclique des résidus soumis à des chargements de magnitude constante avec des simulations numériques. Les observations suivantes sont issues de ces analyses :

viii) La pression interstitielle en excès (Δu) générée lors du chargement cyclique est corrélée avec l'énergie cumulative dissipée par unité de volume de sol (E) (Simcock et al. 1983; Berrill et Davis 1985).

ix) L'énergie dissipée par unité de volume de sol croît avec l'augmentation de la contrainte de consolidation pour générer une pression interstitielle en excès équivalente (Baziar et Sharafi 2011).

x) L'énergie dissipée par unité de volume de sol augmente avec l'augmentation de l'indice de densité pour générer des pressions interstitielles en excès équivalentes à contraintes de consolidations égales (Olgun et Kamalzare 2017).

xi) La dégradation du module de cisaillement engendrée par la génération de pression interstitielle en excès et la diminution de la contrainte effective peut être représentée adéquatement par une fonction racine carrée (voir équation [4.8]) (Matasovic et Vucetic 1993).

xii) La résistance cyclique sous contraintes en cisaillement uniformes (CRR-N_{LIQ}) tend à diminuer avec l'augmentation de la contrainte de consolidation selon les résultats des simulations numériques.

xiii) À contraintes de consolidation égales, la résistance cyclique croît avec l'augmentation de l'indice de densité (I_D).

xiv) La résistance cyclique (CRR) des résidus miniers denses testés avec le TxSS serait supérieure à celle des résidus d'un mine de roche dure québécoise testés par James (2009) avec l'appareil de cisaillement simple, selon les résultats des simulations numériques.

xv) Selon les résultats, la résistance cyclique des résidus de la mine Canadian Malartic testés avec le TxSS serait supérieure à celle des résidus miniers testés par Poncelet (2012) et Contreras (2013) lors d'essais de compression triaxiale cycliques sans l'application de contre-pression.

xvi) L'appareil triaxial-simple shear permettrait l'évaluation de la résistance cyclique des résidus miniers en conditions de déformations contrôlées ainsi qu'en contraintes contrôlées par une méthode numérique basée sur l'approche énergétique.

Certaines recommandations quant à l'équipement utilisé et la méthodologie employée sont proposées :

- Équiper le laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Sherbrooke d'une cellule de désaération grand format semblable à la cellule développée par Poncelet (2012) qui se trouve au laboratoire d'environnement minier à Polytechnique (voir a). L'expérience de l'auteur avec la cellule de désaération à Polytechnique indique que la désaération de la pulpe serait plus efficace qu'avec la cellule utilisée lors des essais de TxSS.
- Doter le laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Sherbrooke d'un système de désaération de l'eau semblable à celui disponible au laboratoire d'environnement minier ou au laboratoire de mécanique des sols de Polytechnique Montréal. Le système de désaération de l'eau à l'Université de Sherbrooke ne permettait pas de désaérer d'importants volumes d'eau ou de désaérer à nouveau l'eau présente dans le réservoir depuis un certain temps.
- Instrumenter la cellule TxSS lorsque celle-ci n'est pas installée pour l'essai de chargement cyclique afin de mesurer les variations des dimensions des éprouvettes durant les phases de densification et de consolidation. Ceci permettrait une évaluation plus précise de la densité des échantillons aux différentes étapes de préparation.
- Préparer des éprouvettes lâches afin d'évaluer le comportement dynamique et la résistance cyclique des résidus miniers fraîchement déposés. Pour cela, il faudrait idéalement pouvoir

retirer le moule de déposition une fois l'échantillon mis en cellule et confiné. La principale contrainte rencontrée lors du protocole de préparation des éprouvettes de résidus miniers était l'effondrement des échantillons lors du démoulage et de la mise en cellule.

- Adapter la base de montage supérieure de la cellule du TxSS de manière à permettre de grands changements de volume lors de la phase de densification.
- Modifier la cellule TxSS afin the pouvoir placer l'axe de chargement vertical manuellement et permettre un contrôlé de l'alignement des échantillons lors de l'abaissement de l'axe. Une marge de manœuvre de seulement quelques millimètres est actuellement disponible et cela a causé certains problèmes lors de la mise en cellule des éprouvettes préparées par déposition hydraulique.
- Permettre la réalisation d'essais de chargement cycliques en contraintes contrôlées (contraintes cycliques en cisaillement, τ_{cyc}, uniformes) avec l'appareil triaxial-simple shear (TxSS).

Le projet de recherche présenté ici s'inscrit au sein d'un projet de recherche et développement coopératif qui vise à évaluer les effets de l'implantation de roches stériles dans les parcs à résidus miniers (James et al. 2017). Le comportement dynamique observé ici pourra servir à la calibration de modèles numériques pour simuler le comportement d'un parc sous des charges de séisme. Il serait intéressant de calibrer des modèles numériques constitutifs afin de pouvoir réaliser des analyses de réponses de site et des analyses de déformations en conditions tridimensionnelles. Ceci permettrait d'évaluer l'influence de la contrainte intermédiaire ($\sigma'_2 = \sigma'_3$) sur la résistance à la liquéfaction dynamique.

Des travaux d'étudiants aux cycles supérieurs à Polytechnique Montréal portent également sur les performances à court et long terme des parcs à résidus miniers. Les travaux de Grimard (2018) portent notamment sur la liquéfaction statique des résidus miniers. La caractérisation des résidus de la mine Canadian Malartic par la mesure des vitesses des ondes de cisaillement (V_s) est également abordée par Grimard (2018). Les travaux de Boudrias (2018) portent sur la consolidation des résidus miniers à proximité des inclusions de roches stériles. Ces études sont appuyées pas l'analyse de données de terrain. Des travaux portant sur la migration des particules fines de résidus à l'intérieur des inclusions de roches stériles ainsi que des analyses de stabilité dynamiques statiques font également parties du projet de recherche et développement coopératif. À noter que

la performance des parcs à résidus avec inclusions de roches stériles soumis à des charges sismiques a été étudiée dans le cadre des travaux de Ferdosi (2014) sur la base des travaux préliminaires de James (2009) et de Pépin (2010).

LISTE DE RÉFÉRENCES

Alarcon-Guzman, A., Leonards, G.A., and Chameau, J.L. 1988. Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands. *Journal of Geotechnical Engineering* **114**(10): 1089-1109. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1988)114:10(1089).

Andrus, R.D., and Stokoe, K.H. 2000. Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **126**(11): 1015-1025. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:11(1015).

Arango, I. 1994. Methodology for liquefaction potential evaluation of sites east of the Rockies. *Bechtel-Sponsored Tech. Grant*.

Archambault-Alwin, X., James, M., Karray, M., and Chekired, M. 2017. The influence of back pressure on the cyclic resistance of saturated tailings using the triaxial-simple shear device. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 7.

ASTM-D854-14. 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. p. 8.

ASTM-D1140-14. 2014. Standard Test Methods for Determining the Amount of Material Finer than 75-µm (No. 200) Sieve in Soils by Washing. p. 6.

ASTM-D1557-12. 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 (2,700 kN-m/m3)). p. 14.

ASTM-D3080-11. 2012. Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. p. 9.

ASTM-D4254-16. 2016. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. p. 9.

ASTM-D4767-11. 2011. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. p. 14.

ASTM-D7181-11. 2011. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. p. 11.

Aubertin, M., Bussière, B., and Chapuis, R.P. 1996. Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal* **33**(3): 470-482. doi: 10.1139/t96-068.

Aubertin, M., Bussière, B., and Bernier, L. 2002a. Environnement et gestion des rejets miniers. Presses Internationales Polytechnique. Manuel sur cédérom, Montréal, QC.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R.P., James, M., and Riffon, O. 2002b. Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: Problèmes persistants et méthodes de contrôle. *Symposium Défis et Perspectives*.

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jaouhar, E.M., Martin, V., Pépin, N., Mbonimpa, M., and Chapuis, R.P. 2011. Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la conception des ouvrages de retenue de résidus miniers. *Compte-Rendu du Symposium sur les Mines et l'Environnement: Défis et Perspectives, Rouyn-Noranda, (526-552).* Rouyn-Noranda, QC.

Azam, S., and Li, Q. 2010. Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. *Geotechnical News* **28**(4): 50-53.

Baziar, M.H., and Sharafi, H. 2011. Assessment of silty sand liquefaction potential using hollow torsional tests—An energy approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **31**(7): 857-865. doi: 10.1016/j.soildyn.2010.12.014.

Been, K., and Jefferies, M.G. 1985. A State Parameter for Sands. *Géotechnique* **35**(2): 99-112.

Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J. 1991. The Critical State of Sands. *Geotechnique* **41**(3): 365-381.

Berrill, J.B., and Davis, R.O. 1985. Energy Dissipation and Seismic Liquefaction of Sands: Revised Model. *Soils and Foundations* **25**(2): 106-118.

Bhatia, S.K., Schwab, J., and Ishibashi, I. 1985. Cyclic Simple Shear, Torsional Shear and Triaxial: A Comparative Study. *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions. Proceedings of a session held in conjunction with the ASCE Convention.* ASCE, Detroit, MI. pp. 232-254.

Bjerrum, L., and Landva, A. 1966. Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay. *Geotechnique* **16**(1): 1-20.

Black, D.K., and Lee, K.L. 1973. Saturating Laboraty Samples by Back Pressure. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **99**(SM1): 75-93.

Boudrias, G. 2018. Évaluation du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles à l'aide de données de terrain. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montréal.

Brennan, A.J., and Madabhushi, S.P. 2005. Liquefaction and Drainage in Stratified Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **131**(7): 876-885. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2005)131:7(876).

Budhu, M. 1984. Nonuniformities imposed by simple shear apparatus. *Canadian Geotechnical Journal* **21**(1): 125-137.

Budhu, M. 1988. Mechanism of Failure Under Cyclic Simple Shear Strain. *Soils and Foundations* **28**(4): 119-129.

Bussière, B. 2007. Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal* **44**(9): 1019-1052. doi: 10.1139/t07-040.

Campanella, R.G., and Sy, A. 1991. Deformation and Liquefaction of Sands, Silt,Gravels and Clays. *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, MI. p. 6.

Castro, G. 1975. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division* **101**(6): 551-569.

Castro, G., and Poulos, S.J. 1977. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division* **103**(6): 501-516.

Çetin, Ö.K., and Bilge, H.T. 2014. Recent Advances in Seismic Soil Liquefaction Engineering. *In* Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. *Edited by* A. Ansal. pp. 585-626.

Chang, W.-J., Rathje, E.M., Stokoe, K.H., and Hazirbaba, K. 2007. In Situ Pore-Pressure Generation Behavior of Liquefiable Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **133**(8): 921-931. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:8(921).

Chekired, M., Lemire, R., Karray, M., and Hussien, M.N. 2015. Experiment Setup for Simple Shear Tests in a Triaxial Cell: TxSS. *Geo Quebec*, Quebec City, QC. p. 7.

Chen, H.W., and Van Zyl, D.J.A. 1988. Shear Strength and Volume Change Behavior of Copper Tailings Under Saturated Conditions. *Geotechnical Special Publication*. Publ by ASCE, Fort Collins, CO. pp. 430-451.

Chien, L.-K., Oh, Y.-N., and Chang, C.-H. 2002. Effects of fines content on liquefaction strength and dynamic settlement of reclaimed soil. *Canadian Geotechnical Journal* **39**(1): 254-265. doi: 10.1139/t01-083.

Contreras, C.A. 2013. Comportement dynamique du sol pulvérulent «Résidus miniers». Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 221

Davies, M.P. 2002. Tailings Impoundment Failures: Are Geotechnical Engineers Listening? *Geotechnical News* **20**(3): 31-36.

De Alba, P.A., Seed, H.B., Retamal, E., and Seed, R.B. 1988. Analyses of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering* **114**(12): 1414-1434. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1988)114:12(1414).

Dobry, R., and Alvarez, L. 1967. Seismic Failures of Chilean Tailings Dams. *American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **93**(SM6): 237-260.

Erten, D., and Maher, M.H. 1995. Cyclic undrained behavior of silty sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **14**(2): 115-123. doi: 10.1016/0267-7261(94)00035-f.

Essayad, K. 2015. Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 287

Ferdosi, B. 2014. A Numerical Investigation Of The Seismic Response Of Tailings Impoundments Reinforced With Waste Rock Inclusions. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréa. Montréal. 410

Fernandes, G.W., Goulart, F.F., Ranieri, B.D., Coelho, M.S., Dales, K., Boesche, N., Bustamante, M., Carvalho, F.A., Carvalho, D.C., Dirzo, R., Fernandes, S., Galetti, P.M., Millan, V.E.G., Mielke, C., Ramirez, J.L., Neves, A., Rogass, C., Ribeiro, S.P., Scariot, A., and Soares-Filho, B. 2016. Deep into the mud: ecological and socio-economic impacts of the dam breach in Mariana, Brazil. *Natureza & Conservação* **14**(2): 35-45. doi: 10.1016/j.ncon.2016.10.003.

Figueroa, J.L., Saada, A.S., Liang, L., and Dahisaria, N.M. 1994. Evaluation of Soil Liquefaction by Energy Principles. *Journal of Geotechnical Engineering* **120**(9): 1554-1569. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1994)120:9(1554).

Finn, W.D.L., Ledbetter, R.H., and Wu, G. 1994. Liquefaction in Silty Soils: Design and Analysis. *Geotechnical Special Publication*(44): 51-76.

Fourie, A.B., Blight, G.E., and Papageorgiou, G. 2001. Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure. *Canadian Geotechnical Journal* **38**(4): 707-719. doi: 10.1139/cgj-38-4-707.

Garga, V.K., and McKay, L.D. 1984. Cyclic Triaxial Strength of Mine Tailings. *Journal of Geotechnical Engineering* **110**(8): 1091-1105.

Geremew, A.M., and Yanful, E.K. 2012. Laboratory Investigation of the Resistance of Tailings and Natural Sediments to Cyclic Loading. *Geotechnical and Geological Engineering* **30**(2): 431-447.

Green, R.A., Mitchell, J.K., and Polito, C.P. 2000. An Energy-Based Excess Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils. *John Booker Memorial Symposium-Developments in Theoretical Geomechanics*, Rotterdam, NL. pp. 16-17.

Grimard, L.-P. 2018. Une étude en laboratoire sur la réponse des résidus miniers aux charges compressives non drainées et aux pertes de confinement avec caractérisation par vitesse des ondes de cisaillement. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montréal.

Grimard, L.-P., and James, M. 2017. A Study of the Static Liquefaction of Tailings. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 7.

Grimard, L.-P., James, M., Karray, M., and Mhenni, A. 2017. Physical and mechanical characterisation of hydraulically deposited tailings sing shear wave velocity. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 8.

Guo, T., and Prakash, S. 1999. Liquefaction of Silts and Silt-Clay Mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **125**(8): 706-710. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(1999)125:8(706).

Harehdasht, S.A., Karray, M., Hussien, M.N., Chekired, M., and Chiaradonna, A. 2017. Laboratory-based assessment of liquefaction potential of sandy soils using TxSS and P-RAT data. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 9.

Hazirbaba, K. 2005. Pore Pressure Generation Characteristics of Sands and Silty Sands: A Strain Approach. Ph.D. Dissertation. *Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin*. University of Texas. Austin, TX. 254

Hazirbaba, K., and Rathje, E.M. 2009. Pore Pressure Generation of Silty Sands due to Induced Cyclic Shear Strains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **135**(12): 1892-1905. doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000147.

Holtz, R.D., and Kovacs, W.D. 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Holtz, R.D., and Kovacs, W.D. 1991. Introduction à la géotechnique. Presses Internationales Polytechnique, Montréal, QC.

Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2015. Evaluation of DSS test results on granular soils based on TxSS results. *Geo Quebec*, Quebec City, Qc. p. 7.

Hyde, A.F., Higuchi, T., and Yasuhara, K. 2006. Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of Silt. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **132**(6): 716-735. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:6(716).

Hynes, M.E., Olsen, R.S., and Yule, D. 1998. The Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance. *NIST Special Publication SP*: 167-184.

ICOLD. 2001. Tailings Dams Risks of Dangerous Occurences: Lessons Learnt from Practical Experiences. United Nations Environmental Program, Paris, Fr.

Idriss, I.M. 1982. Liquefaction of Soils During Earthquakes. *Numerical Methods in Geomechanics, Proceedings of the NATO Advanced Study Institute.* D. Reidel Publ Co, Vimeiro, Portugal. pp. 507-530.

Idriss, I.M., and Boulanger, R.W. 2006. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **26**(2-4): 115-130. doi: 10.1016/j.soildyn.2004.11.023.

Idriss, I.M., and Boulanger, R.W. 2008. Soil Liquefaction During Earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

Ishihara, K. 1984. Post-Earthquake Failure of a Tailings Dam Due to Liquefaction of Pond Deposit. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. University of Missouri-Rolla, St. Louis, MO. pp. 1129-1143.

Ishihara, K., Sodekawa, M., and Tanaka, Y. 1978. Effects of Overconsolidation on Liquefaction Characteristics of Sands Containing Fines. *ASTM Special Technical Publication*: 246-264.

Ishihara, K., Troncoso, J.H., Kawase, Y., and Takahashi, Y. 1980. Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials. *Soils and Foundations* **20**(4): 127-142.

Jafarian, Y., Towhata, I., Baziar, M.H., Noorzad, A., and Bahmanpour, A. 2012. Strain energy based evaluation of liquefaction and residual pore water pressure in sands using cyclic torsional shear experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **35**: 13-28. doi: 10.1016/j.soildyn.2011.11.006.

Jafarzadeh, F., and Sedeghi, H. 2010. Dynamic Properties of Sand in Constant-Volume and Constant-Load Tests. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, CA.

James, M. 2009. The Use of Waste Rock Inclusions to Control the Effects of Liquefaction in Tailings Impoundments. Thèse de doctorat. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 545

James, M., and Aubertin, M. 2016. Comparison of Numerical and Analytical Liquefaction Analyses of Tailings. *Geotechnical and Geological Engineering* **35**(1): 1-15.

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., and Wilson, G.W. 2011. A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. *Canadian Geotechnical Journal* **48**(11): 1587-1600. doi: 10.1139/t11-060.

James, M., Aubertin, M., Bussière, B., Pednault, C., Pépin, N., and Limoges, M. 2017. A research project on the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 8.

Kang, X., Ge, L., Chang, K.-T., and Kwok, A.O.-L. 2016. Strain-Controlled Cyclic Simple Shear Tests on Sand with Radial Strain Measurements. *Journal of Materials in Civil Engineering* **28**(4): 04015169. doi: 10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001458.

Karray, M., Hussien, M.N., and Chekired, M. 2015. Evaluation of compatibility between existing liquefaction charts in Eastern regions of North America. *Geo Quebec*, Quebec City, Qc. p. 8.

Kayen, R.E., and Mitchell, J.K. 1997. Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **123**(12): 1162-1174.

Khashila, M., Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2015. Evaluation of Equivalent Cycle Liquefaction Concept Based on TxSS Test Results. *Geo Quebec*, Quebec City, QC. p. 8.

Khashila, M., Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2017b. Variation of liquefaction potential curves in CTX and TxSS tests. *Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 6.

Kramer, S.L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.

Kuerbis, R., and Vaid, Y.P. 1988. Sand sample preparation - The slurry deposition method. *Soils and Foundations* **28**(4): 107-118.

L.-Bolduc, F. 2012. Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 280

Ladd, C.C., and Lambe, T.W. 1964. The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests. *In* Laboratory shear testing of soils. ASTM International.

Ladd, R.S., Dobry, R., Dutko, P., Yokel, F., and Chung, R. 1989. Pore-Water Pressure Buildup in Clean Sands Because of Cyclic Straining. *Geotechnical Testing Journal* **12**(1): 77-86. doi: https://doi.org/10.1520/GTJ10677J.

Martin, G.R., Finn, W.D.L., and Seed, H.B. 1975. Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division* **101**(5): 423-438.

Matasovic, N., and Vucetic, M. 1993. Cyclic Characterization of Liquefiable Sands. *J Geotech Eng-Asce* **119**(11): 1805-1822.

Matasović, N., and Vucetic, M. 1993. Cyclic Characterization of Liquefiable Sands. *Journal of Geotechnical Engineering* **119**(11): 1805-1822. doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:11(1805).

Morgenstern, N.R., Vick, S.G., and Van Zyl, D. 2015. Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach. Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel.

Morgenstern, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B., and Watts, B.D. 2016. Report on the Immediate Cause of the Failure of the Fundão Dam. The Fundao Tailings Dam Investigation.

Movahed, V., Sharafi, H., Baziar, M.H., and Shahnazari, H. 2011. Comparison of Strain Controlled and Stress Controlled Tests in Evaluation of Fines Content Effect on Liquefaction of Sands - An Energy Approach. *In* Geo-Frontiers. pp. 1804-1814.

Narvaez, Y.B. 2013. Étude expérimentale de la résistance en traction de résidus miniers non saturés à l'aide d'essais de flexion. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 327

Nemat-Nasser, S., and Shokooh, A. 1979. A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Canadian Geotechnical Journal* **16**(4): 659-678.

Okamura, M., and Soga, Y. 2006. Effects of Pore Fluid Compressibility on Liquefaction Resistance of Partially Saturated Sand. *Soils and Foundations* **46**(5): 695-700.

Olgun, C.G., and Kamalzare, S. 2017. Energy Dissipation in Soil Structures during Uniform Cyclic Loading. *In* Geotechnical Frontiers 2017. pp. 399-409.

Oztoprak, S., and Bolton, M.D. 2013. Stiffness of sands through a laboratory test database. *Géotechnique* **63**(1): 54-70. doi: 10.1680/geot.10.P.078.

Pépin, N. 2010. Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 257

Polito, C., Green, R.A., Dillon, E., and Sohn, C. 2013. Effect of load shape on relationship between dissipated energy and residual excess pore pressure generation in cyclic triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal* **50**(11): 1118-1128. doi: 10.1139/cgj-2012-0379.

Polito, C.P., and Martin, J.R. 2001. Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(5): 408-415. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2001)127:5(408).

Polito, C.P., Green, R.A., and Lee, J. 2008. Pore Pressure Generation Models for Sands and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **134**(10): 1490-1500. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:10(1490).

Poncelet, N. 2012. Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 328

Poulos, S.J., Castro, G., and France, J.W. 1985. Liquefaction Evaluation Procedure. *Journal of Geotechnical Engineering* **111**(6): 772-792.

Prakash, S., and Sandoval, J.A. 1992. Liquefaction of low plasticity silts. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **11**(7): 373-379. doi: 10.1016/0267-7261(92)90001-t.

Qiu, Y.X., and Sego, D.C. 2001. Laboratory properties of mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal* **38**(1): 183-190. doi: 10.1139/cgj-38-1-183.

Riemer, M., Moriwaki, Y., and Obermeyer, J. 2008. Effect of High Confining Stresses on Static and Cyclic Strengths of Mine Tailing Materials. *In*. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV. pp. 1-10.

Roche, C., Thygesen, K., and Baker, E. 2017. Mine Tailings Storage: Safety Is No accident. *In* A UNEP Rapid Response Assessment. *Edited by* U.N.E.P.a. GRID-Arendal, Nairobi, KE.

Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B., and Daily III, W.D. 1998. Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(5): 396-405.

Roscoe, K. 1953. An apparatus for the application to simple shear to soil samples. *Proc., 2nd ICSMFE, Zurich, 1953* **1**: 186-191.

Saleh Mbemba, F. 2010. Évaluation de la déssication, du retrait et de la fissuration de matériaux silteux peu plastiques. Mémoire de maîtrise. *Génies civil, géologique et des mines*. École Polytechnique de Montréal. Montreal, QC. 209

Seed, H.B., and Idriss, I.M. 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.

Seed, H.B., Idriss, I.M., and Arango, I. 1983. Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal of Geotechnical Engineering* **109**(3): 458-482.

Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering* **112**(11): 1016-1032.

Simcock, K.J., Davis, R.O., Berrill, J.B., and Mullenger, G. 1983. Cyclic triaxial tests with continuous measurement of dissipated energy. *Geotechnical Testing Journal* **6**(1): 35-39.

Singh, S. 1994. Liquefaction Characteristics of Silts. *Geotechnical Special Publication*(44): 105-116.

Sivathayalan, S. 1994. Static, Cyclic and Post Liquefaction Simple Shear Response of Sands. Dissertation. *Department of Civil Engineering*. University of British Columbia. Vancouver, BC. 154

Thevanayagam, S. 1998. Effect of Fines and Confining Stress on Undrained Shear Strength of Silty Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(6): 479-491. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:6(479).

Thevanayagam, S. 2010. Liquefaction, Screening, And Remediation Of Silty Soils. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, MI. p. 11.

Troncoso, J.H., and Garcés, E. 2000. Ageing effects in the shear modulus of soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **19**(8): 595-601. doi: 10.1016/s0267-7261(00)00066-x.

Vaid, Y.P. 1994. Liquefaction of Silty Soils. *Geotechnical Special Publication*(44): 1-16.

Vaid, Y.P., and Chern, J.C. 1985. Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands. *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*. ASCE, Detroit, MI,. pp. 120-147.

Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. 1996. Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal* **33**(2): 281-289. doi: 10.1139/t96-007.

Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. 1997. Post liquefaction behaviour of saturated sand under simple shear loading. *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Balkema, Hamburg, DE. pp. 221-224.

Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. 2000. Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal* **37**(3): 592-606. doi: 10.1139/cgj-37-3-592.

Vaid, Y.P., Chern, J.C., and Tumi, H. 1985. Confining Pressure, Grain Angularity, and Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering* **111**(10): 1229-1235. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1985)111:10(1229).

Vaid, Y.P., Chung, E.K.F., and Kuerbis, R.H. 1990. Stress path and steady state. *Canadian Geotechnical Journal* **27**(1): 1-7. doi: 10.1139/t90-001.

Vaid, Y.P., Stedman, J.D., and Sivathayalan, S. 2001. Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal* **38**(3): 580-591. doi: 10.1139/cgj-38-3-580.

Verdugo, R. 2005. Main Factors that Control Liquefaction of Tailings Sands. *Proceedings of the Satellite Conference on Geotechnical Earthquake Engineering*, Osaka, Japan. p. 8.

Verdugo, R., and Peters, G. 2009. Observed seismic behavior of three Chilean large dams. *Earthquake geotechnical case histories for performance-based design*: 409-430.

Vick, S.G. 1990. Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams. BiTech Publishers Limited, Vancouver, BC.

Wijewickreme, D., Sanin, M.V., and Greenaway, G.R. 2005a. Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal* **42**(5): 1408-1421. doi: 10.1139/t05-058.

WISE. 2017. Chronology of major tailings dam failures. Available from http://www.wise-uranium.org/mdaf.html [accessed July 13th 2017].

Xia, H., and Hu, T. 1991. Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering* **117**(9): 1347-1362.

Yamamuro, J.A., and Lade, P.V. 1997. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal* **34**(6): 905-917.

Yamamuro, J.A., and Lade, P.V. 1998. Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(9): 868-877. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:9(868).

Yamamuro, J.A., and Covert, K.M. 2001. Monotonic and Cyclic Liquefaction of Very Loose Sands with High Silt Content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(4): 314-324. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2001)127:4(314).

Yoshimine, M., Robertson, P.K., and Wride, C.E. 1999. Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal* **36**(5): 891-906. doi: 10.1139/cgj-36-5-891.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K.H. 2001. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(10): 817-833. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2001)127:10(817).

ANNEXES

ANNEXE A – SYNTHÈSE DES PROPRIÉTÉS TYPIQUES DES RÉSIDUS MINIERS DE MINES DE ROCHES DURES

Tableau A.1 : Synthèse des propriétés typiques des résidus miniers de mines de roches dures

Source		L. Bolduc (2012)	Poncelet (2012)	Contreras (2013)	Essayad (2015)	Bussière (2007)		Qiu et Sego (2001)	James (2009)	Pépin (2010)	Saleh Mbemba (2010)	Aubertin et al. (1996)
Provenance		Canadian Malartic				9 mines Canada	13 mines Québec	Résidus d'or	Mine Laronde		Manitou, Goldex, Laronde, Bulyanhulu	Mines de roches dures
Classification USCS		ML				ML	ML ou SM	ML	ML ou SM		ML	ML ou SM
Granulométrie	D_{10} (mm)	0,0013 à 0,0030	0,0029	0,0022 à 0,0030	0,0046	0,001 à 0,004	0,0009 à 0,006	0,005	0,0036 à 0,0082	0,005	0,0016 à 0,0038	0.0033 à 0.0055
	D_{30} (mm)	0,0072 à 0,0081	0,0083	0,0085 à 0,011	0,012			0,019	0,012 à 0,036	0,022	0,0084 à 0,013	0.011 à 0.016
	D_{50} (mm)		0,016	0,016 à 0,019				0,045	0,025 à 0,065	0,040	0,02 à 0,031	0.023 à 0.042
	D_{60} (mm)	0,018 à 0,019	0,021	0,020 à 0,025	0,037	0,01 à 0,05	0,01 à 0,08	0,054	0,037 à 0,083	0,048	0,0380 à 0,0483	0.035 à 0.07
	C_C	1,19 à 2,59	1,13	1,61 à 1,64	0,85			1,3	1,63	2,02	0,634 à 1,295	0.7 à 2.1
	C_U	6,00 à 14,62	7,24	8,33 à 9,09	8,0	8 à 18	10 à 30	11	10	9,41	10,9 à 16,5	8 à 18
	% fines	100	100	100	96	70 à 97	60 à 100	81,3	75	81	73,6 à 81,8	70
Squelette solide	D_r	2,75	2,75	2,73	2,76	2,6 à 2,9		3,17	3,62 à 4,26	3,39	2,77 à 3,77	2,78 à 2,87
	p_{dmin} (kg/m³)		1057	1049 à 1088		1488 à 2049			2364			
	p_{dmax} (kg/m³)	1710 à 1735	1720	1770 à 1750						2284		1814 à 1906
	e_{min}	0,59 à 0,61	0,6	0,56 à 0,54		0,45			0,64	0,48		0,49 à 0,54
	e_{max}	0,87 à 1,08	1,6	1,51 à 1,60		1,40				1,46		1,70
	w_{opt} (%)	16,2 à 16,5	16,3	15,0 à 16,1		10 à 20				11,1		13,0 à 15,2
	w_L (%)					15 à 40						17,5
	w_P (%)	0	0	0	0	0 à 15			0			0
	w_N (%)	71,50 à 78,50	34,5									
	Pulpe (%)	56 à 59	74			< 45						

Tableau A.2 : Synthèse des propriétés typiques des résidus miniers de mines de roches dures (suite)

Source		L.-Bolduc (2012)	Poncelet (2012)	Contreras (2013)	Essayad (2015)	Bussière (2007)		Qiu et Sego (2001)	James (2009)	Pépin (2010)	Saleh Mbemba (2010)	Aubertin et al. (1996)
Provenance		Canadian Malartic				9 mines Canada	13 mines Québec	Résidus d'or	Mine Laronde		Manitou, Goldex, Laronde, Bulyanhulu	Mines de roches dures
Classification USCS		ML				ML	ML ou SM	ML	ML ou SM		ML	ML ou SM
Consolidation	c_v (cm²/s)	0,01 à 3		0,63 à 0,76	0,19 à 2,77	0,001 à 0,1		$4{,}31\times10^{-3}$ à 0,025	$8{,}38\times10^{-3}$ à $9{,}35\times10^{-3}$	$2{,}2\times10^{-5}$		$5{,}01\times10^{-3}$ à 2,82
	c_c	0,0028 à 0,314	0,029 à 0,089	0,051 à 0,42	0,057 à 0,12	0,05 à 0,3		0,083 à 0,156	0,08			0,046 à 0,13
	c_r	0	0	0	0	0,003 à 0,03			0			0,003 à 0,01
	a_v (kPa^{-1})	10^{-4} à 10^{-3}		$3{,}36\times10^{-4}$ à $1{,}41\times10^{-4}$	$3{,}77\times10^{-4}$	0,003 à 0,1						
Conductivité hydraulique	k_{sat} (cm/s)	$1{,}12\times10^{-5}$ à $3{,}88\times10^{-5}$	$2{,}0\times10^{-5}$	$8{,}27\times10^{-6}$ à $8{,}69\times10^{-5}$	$3{,}15\times10^{-5}$	10^{-6} à 10^{-4}		$2{,}2\times10^{-7}$ à $9{,}8\times10^{-5}$	$3{,}3\times10^{-6}$ à $2{,}7\times10^{-5}$		10^{-5} à 10^{-4}	10^{-6} à 10^{-4}
	AEV (kPa)				45	10 à 70		6				
	WEV (kPa)				1000	540 à 785		>1500				
	Θ_r (%)							2,2				
Résistance au cisaillement	ϕ' (°)		35,9	36,8		30 à 42		30 à 34	36,6			30 à 37
	ϕ (°)					14 à 25						
	c' (kPa)	0		0	0	0		0	0			0
	c (kPa)				0	0 à 100						
	K_0	0,41		0,41		0,33 à 0,50		0,44 à 0,50	0,40			0,40 à 0,50

ANNEXE B - ESSAIS DE GRANULOMÉTRIE ET DE SÉDIMENTOMÉTRIE

Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B3-C3-A**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	592,3
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	666,2
$M_{s\text{-}four}$ (g)	73,9

Hydromètre 152H

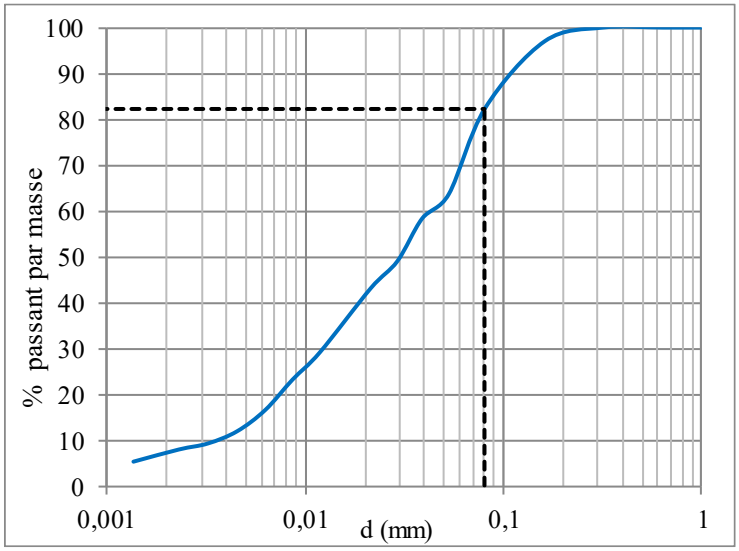
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	97,02	2,2
0,080	82,41	13
0,052	63,65	13,9
0,039	58,35	
0,029	49,07	
0,021	43,10	
0,012	29,17	
0,009	23,21	
0,006	16,58	
0,004	11,94	
0,003	9,28	
0,002	7,96	
0,001	5,30	

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	24,0	53,0	5,5	48,0	8,4	16,86	0,01278
1	24,0	49,0	5,5	44,0	9,1	9,09	0,01278
2	24,0	42,0	5,5	37,0	10,2	5,12	0,01278
4	24,0	37,5	5,5	32,5	11,0	2,74	0,01278
15	24,0	27,0	5,5	22,0	12,7	0,85	0,01278
30	24,0	22,5	5,5	17,5	13,4	0,45	0,01278
60	24,0	17,5	5,5	12,5	14,2	0,24	0,01278
120	24,0	14,0	5,5	9,0	14,8	0,12	0,01278
241	24,0	12,0	5,5	7,0	15,2	0,06	0,01278
480	24,0	11,0	5,5	6,0	15,3	0,03	0,01278
1440	23,0	9,5	6,0	4,0	15,6	0,01	0,01293

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01297	0,01293	0,01278



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B3-C3-B**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	860,3
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	939,7
$M_{s\text{-}four}$ (g)	79,4

Hydromètre 152H

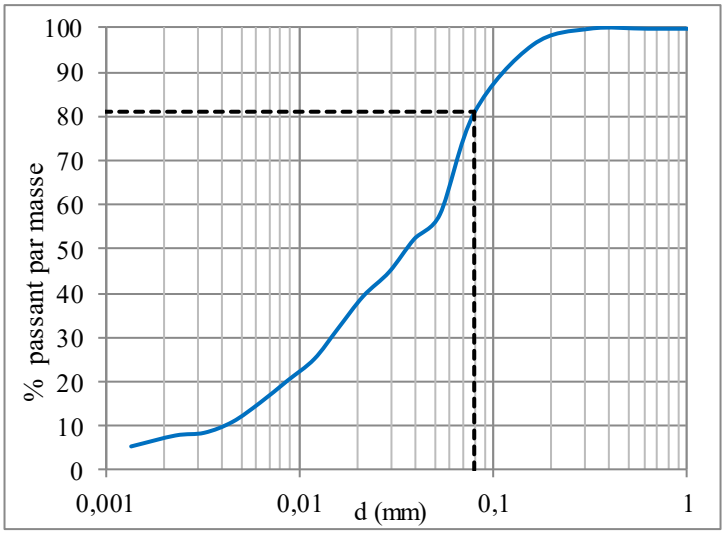
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,35	2,9
0,080	81,11	15
0,053	58,01	16,7
0,039	52,46	
0,029	45,05	
0,021	39,50	
0,016	32,09	
0,012	25,30	
0,009	20,37	
0,006	15,43	
0,004	11,11	
0,003	8,64	
0,002	8,02	
0,001	5,55	

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	24,0	52,0	5,5	47,0	8,6	17,19	0,01278
1	24,0	47,5	5,5	42,5	9,3	9,33	0,01278
2	24,0	41,5	5,5	36,5	10,3	5,16	0,01278
4	24,0	37,0	5,5	32,0	11,1	2,76	0,01278
8	24,0	31,0	5,5	26,0	12,0	1,50	0,01278
15	24,0	25,5	5,5	20,5	12,9	0,86	0,01278
30	24,0	21,5	5,5	16,5	13,6	0,45	0,01278
60	24,0	17,5	5,5	12,5	14,2	0,24	0,01278
120	24,0	14,0	5,5	9,0	14,8	0,12	0,01278
240	24,0	12,0	5,5	7,0	15,2	0,06	0,01278
480	24,0	11,5	5,5	6,5	15,2	0,03	0,01278
1440	23,0	10,0	6,0	4,5	15,6	0,01	0,01293

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01297	0,01293	0,01278



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B3-C3-C**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	869,6
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	938,9
$M_{s\text{-}four}$ (g)	69,3

Hydromètre 152H

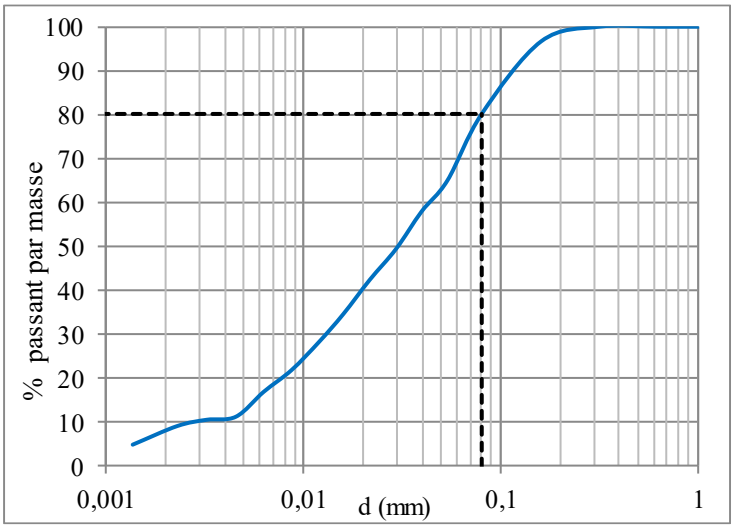
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,68	2,3
0,080	80,23	13,7
0,053	65,05	15,1

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	24,0	51,0	5,5	46,0	8,8	17,52	0,01278
1	24,0	46,0	5,5	41,0	9,6	9,58	0,01278
2	24,0	40,0	5,5	35,0	10,6	5,28	0,01278
4	24,0	35,0	5,5	30,0	11,4	2,85	0,01278
8	24,0	29,5	5,5	24,5	12,3	1,54	0,01278
15	24,0	25,0	5,5	20,0	13,0	0,87	0,01278
30	24,0	20,5	5,5	15,5	13,8	0,46	0,01278
60	24,0	17,0	5,5	12,0	14,3	0,24	0,01278
120	24,0	13,0	5,5	8,0	15,0	0,12	0,01278
240	24,0	12,5	5,5	7,5	15,1	0,06	0,01278
480	24,0	11,5	5,5	6,5	15,2	0,03	0,01278
1440	23,0	9,0	6,0	3,5	15,7	0,01	0,01293

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01282	0,01278	0,01263
0,01297	0,01293	0,01278



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B3-C13-A**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	164,7
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	224,0
$M_{s\text{-}four}$ (g)	59,3

Hydromètre 152H

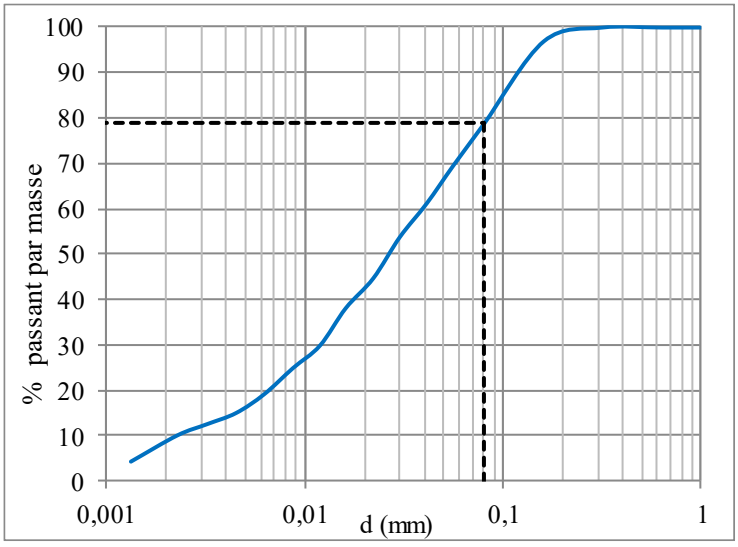
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,96	1,8
0,080	78,75	12,6
0,056	69,41	
0,041	61,15	
0,030	53,71	
0,022	44,62	
0,016	38,01	
0,012	29,75	
0,009	24,79	
0,006	19,01	
0,005	14,87	
0,003	12,39	
0,002	9,92	
0,001	4,13	

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	23,5	47,0	5,5	42,0	9,4	18,83	0,01286
1	23,5	42,0	5,5	37,0	10,2	10,23	0,01286
2	23,5	37,5	5,5	32,5	11,0	5,49	0,01286
4	23,5	32,0	5,5	27,0	11,9	2,97	0,01286
8	23,5	28,0	5,5	23,0	12,5	1,57	0,01286
16	23,5	23,0	5,5	18,0	13,3	0,86	0,01286
30	23,5	20,0	5,5	15,0	13,8	0,46	0,01286
61	23,5	16,5	5,5	11,5	14,4	0,24	0,01286
120	23,5	14,5	6,0	9,0	14,8	0,12	0,01286
240	23,5	12,5	5,5	7,5	15,1	0,06	0,01286
480	24,0	11,0	5,5	6,0	15,3	0,03	0,01278
1473	23,6	8,0	6,0	2,5	15,9	0,01	0,01284

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01282	0,01278	0,01263
0,01288	0,01284	0,01269



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B3-C13-B**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	156,4
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	222,1
$M_{s\text{-}four}$ (g)	65,7

Hydromètre 152H

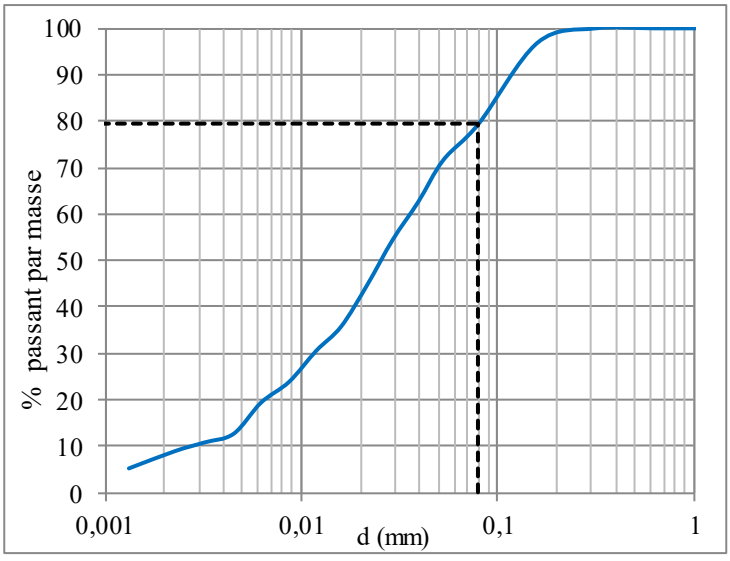
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,96	2
0,080	79,45	13,5
0,053	71,60	14,9
0,039	62,65	
0,029	54,44	
0,022	44,75	
0,016	35,80	
0,012	30,58	
0,009	23,87	
0,006	19,39	
0,005	12,68	
0,003	10,81	
0,002	8,95	
0,001	5,22	

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	23,5	53,0	5,5	48,0	8,4	16,86	0,01286
1	23,5	47,0	5,5	42,0	9,4	9,41	0,01286
2	23,5	41,5	5,5	36,5	10,3	5,16	0,01286
4	23,5	35,0	5,5	30,0	11,4	2,85	0,01286
8	23,5	29,0	5,5	24,0	12,4	1,55	0,01286
15	23,5	25,5	5,5	20,5	12,9	0,86	0,01286
30	23,5	21,0	5,5	16,0	13,7	0,46	0,01286
60	23,5	18,0	5,5	13,0	14,2	0,24	0,01286
120	23,5	14,0	6,0	8,5	14,9	0,12	0,01286
240	23,5	12,3	5,5	7,3	15,1	0,06	0,01286
480	24,0	11,0	5,5	6,0	15,3	0,03	0,01278
1470	23,6	9,0	6,0	3,5	15,7	0,01	0,01284

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01282	0,01278	0,01263
0,01288	0,01284	0,01269



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B3-C13-C**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	155,8
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	216,3
$M_{s\text{-}four}$ (g)	60,5

Hydromètre 152H

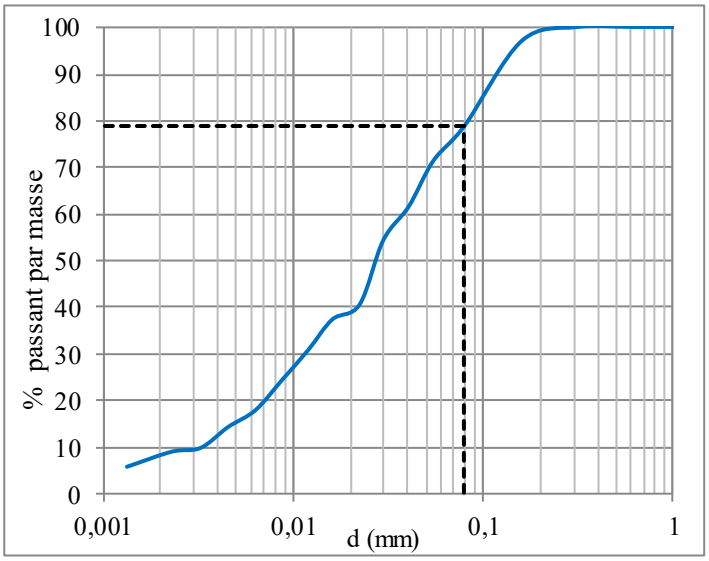
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	97,02	1,8
0,080	78,84	12,8
0,055	71,27	14,2
0,041	61,55	
0,030	54,26	
0,022	40,50	
0,016	37,26	
0,012	30,78	
0,009	24,30	
0,006	17,82	
0,005	14,17	
0,003	9,72	
0,002	8,91	
0,001	5,67	

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	23,8	49,0	5,5	44,0	9,1	18,17	0,01282
1	23,8	43,0	5,5	38,0	10,1	10,07	0,01282
2	23,8	38,5	5,5	33,5	10,8	5,40	0,01282
4	23,8	30,0	5,5	25,0	12,2	3,05	0,01282
8	23,8	28,0	5,5	23,0	12,5	1,57	0,01282
15	23,8	24,0	5,5	19,0	13,2	0,88	0,01282
30	23,5	20,0	5,5	15,0	13,8	0,46	0,01286
60	23,5	16,5	6,0	11,0	14,5	0,24	0,01286
120	23,5	14,3	6,0	8,8	14,9	0,12	0,01286
240	23,5	11,0	5,5	6,0	15,3	0,06	0,01286
480	24,0	10,5	5,5	5,5	15,4	0,03	0,01278
1470	23,6	9,0	6,0	3,5	15,7	0,01	0,01284

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01286	0,01282	0,01267
0,01286	0,01282	0,01267
0,01286	0,01282	0,01267
0,01286	0,01282	0,01267
0,01286	0,01282	0,01267
0,01286	0,01282	0,01267
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01282	0,01278	0,01263
0,01288	0,01284	0,01269



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B4-C11-A**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	111,5
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	167,2
$M_{s\text{-}four}$ (g)	55,7

Hydromètre 152H

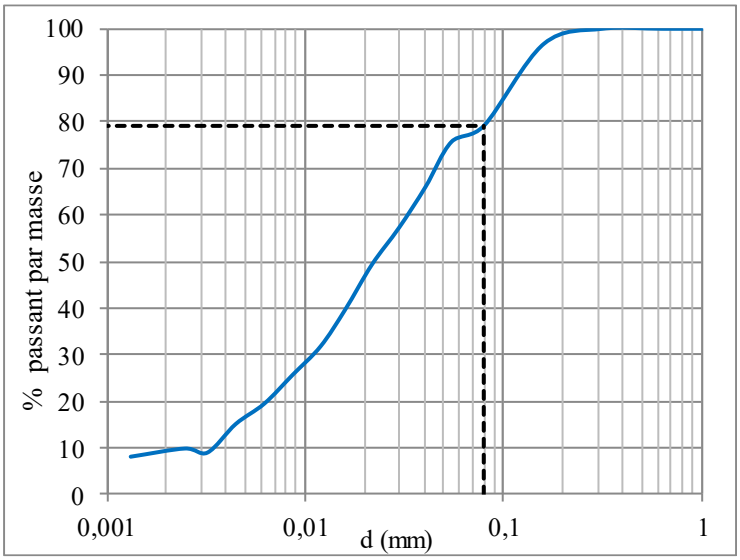
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,77	1,8
0,080	79,17	11,6
0,055	75,66	12,3
0,041	65,98	
0,030	57,18	
0,022	49,26	
0,016	39,59	
0,012	31,67	
0,009	25,51	
0,006	19,35	
0,004	14,96	
0,003	8,80	
0,002	9,68	
0,001	7,92	

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	24,4	48,0	5,5	43,0	9,2	18,50	0,01272
1	24,4	42,5	5,5	37,5	10,2	10,15	0,01272
2	24,4	37,5	5,5	32,5	11,0	5,49	0,01272
4	24,4	33,0	5,5	28,0	11,7	2,93	0,01272
8	24,4	27,5	5,5	22,5	12,6	1,58	0,01272
15	24,4	23,0	5,5	18,0	13,3	0,89	0,01272
30	24,4	19,5	5,5	14,5	13,9	0,46	0,01272
60	24,4	16,5	6,0	11,0	14,5	0,24	0,01272
120	24,4	14,0	6,0	8,5	14,9	0,12	0,01272
240	24,5	11,0	6,5	5,0	15,5	0,06	0,01271
401	24,7	11,0	6,0	5,5	15,4	0,04	0,01268
1440	24,2	10,0	6,0	4,5	15,6	0,01	0,01275

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01275	0,01271	0,01256
0,01272	0,01268	0,01253
0,01279	0,01275	0,01260



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B4-C11-B**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	151,0
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	218,4
$M_{s\text{-}four}$ (g)	67,4

Hydromètre 152H

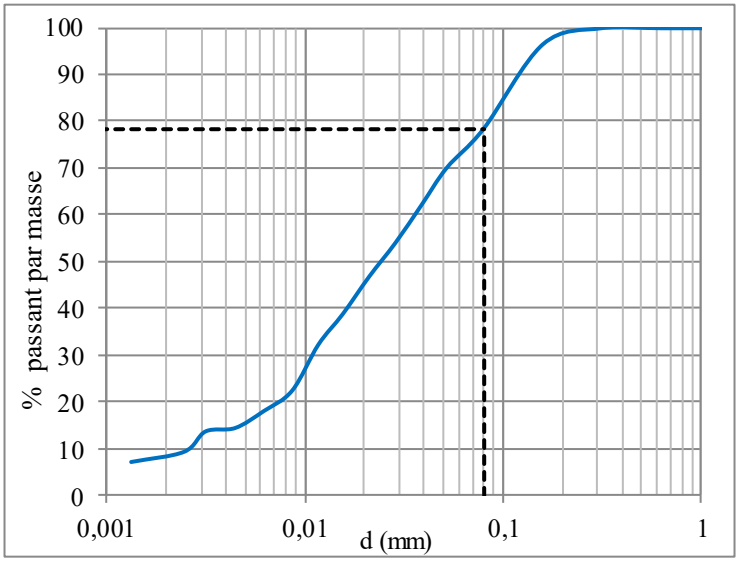
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	P (%)	P_{tamis} (%)
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,59	2,3
0,080	78,49	14,5
0,052	70,16	15,2
0,039	62,16	
0,029	54,16	
0,021	46,89	
0,016	38,89	
0,012	32,35	
0,009	22,54	
0,006	18,18	
0,004	14,54	
0,003	13,81	
0,002	9,45	
0,001	7,27	

T (min)	Temp (°c)	R	ΔR	R'	L	L/T	K
0,5	24,4	53,0	5,3	48,3	8,4	16,78	0,01272
1	24,4	47,5	5,3	42,8	9,3	9,29	0,01272
2	24,4	42,0	5,3	37,3	10,2	5,10	0,01272
4	24,4	37,0	5,3	32,3	11,0	2,75	0,01272
8	24,4	31,5	5,3	26,8	11,9	1,49	0,01272
15	24,4	27,0	5,3	22,3	12,7	0,84	0,01272
30	24,4	21,0	6,0	15,5	13,8	0,46	0,01272
60	24,4	18,0	6,0	12,5	14,2	0,24	0,01272
121	24,4	15,5	6,0	10,0	14,7	0,12	0,01272
240	24,6	15,0	6,0	9,5	14,7	0,06	0,01269
408	24,8	12,0	6,0	6,5	15,2	0,04	0,01266
1440	24,3	10,5	6,0	5,0	15,5	0,01	0,01274

Coefficient K

K_{inf}	K	K_{sup}
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01276	0,01272	0,01257
0,01273	0,01269	0,01255
0,01270	0,01266	0,01252
0,01278	0,01274	0,01259



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B4-C11-C**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	164,8
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	241,2
$M_{s\text{-}four}$ (g)	76,4

Hydromètre 152H

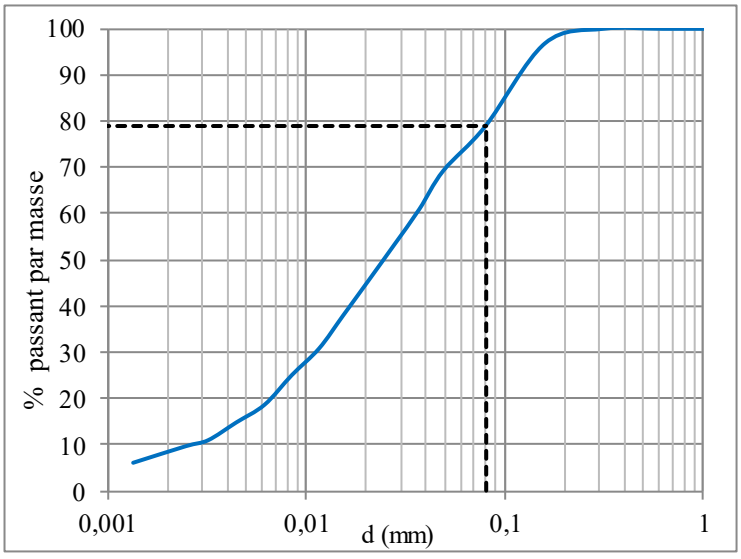
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	P (%)	P_{tamis} (%)
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,86	2,4
0,080	78,93	16,1
0,049	69,27	17,7
0,037	60,93	
0,028	53,23	
0,021	45,54	
0,015	37,84	
0,012	30,79	
0,008	25,01	
0,006	18,60	
0,004	14,75	
0,003	10,90	
0,002	9,62	
0,001	6,03	

T (min)	Temp (°c)	R	ΔR	R'	L	L/T	K
0,5	24,6	59,0	5,5	54,0	7,4	14,89	0,01269
1	24,6	52,5	5,5	47,5	8,5	8,51	0,01269
2	24,6	46,5	5,5	41,5	9,5	4,75	0,01269
4	24,6	40,5	5,5	35,5	10,5	2,62	0,01269
8	24,5	34,5	5,5	29,5	11,5	1,43	0,01271
15	24,5	29,0	5,5	24,0	12,4	0,82	0,01271
30	24,5	25,0	6,0	19,5	13,1	0,44	0,01271
60	24,6	20,0	6,0	14,5	13,9	0,23	0,01269
121	24,5	17,0	6,0	11,5	14,4	0,12	0,01271
240	24,5	14,0	6,0	8,5	14,9	0,06	0,01271
405	24,7	13,0	6,0	7,5	15,1	0,04	0,01268
1440	24,2	10,2	6,0	4,7	15,5	0,01	0,01275

Coefficient K

K_{inf}	K	K_{sup}
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01273	0,01269	0,01255
0,01273	0,01269	0,01255
0,01273	0,01269	0,01255
0,01273	0,01269	0,01255
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01273	0,01269	0,01255
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01272	0,01268	0,01253
0,01279	0,01275	0,01260



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B4-C12-A**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	156,4
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	236,7
$M_{s\text{-}four}$ (g)	80,3

Hydromètre 152H

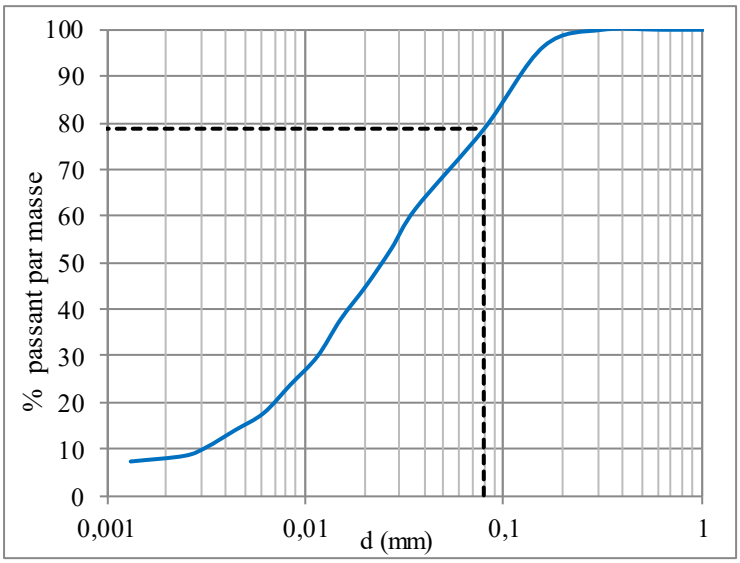
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	P (%)	P_{tamis} (%)
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,51	2,8
0,080	78,83	17
0,036	61,63	
0,027	53,09	
0,020	45,16	
0,015	37,83	
0,011	29,90	
0,008	23,80	
0,006	17,70	
0,004	14,03	
0,003	10,37	
0,002	8,54	
0,001	7,32	

T (min)	Temp (°c)	R	ΔR	R'	L	L/T	K
1	24,5	55,5	5,5	50,5	8,0	8,02	0,01271
2	24,5	48,5	5,5	43,5	9,2	4,58	0,01271
4	24,5	42,0	5,5	37,0	10,2	2,56	0,01271
8	24,5	36,0	5,5	31,0	11,2	1,40	0,01271
15	24,5	30,0	6,0	24,5	12,3	0,82	0,01271
30	24,5	25,0	6,0	19,5	13,1	0,44	0,01271
60	24,5	20,0	6,0	14,5	13,9	0,23	0,01271
120	24,5	17,0	6,0	11,5	14,4	0,12	0,01271
240	24,6	14,0	6,0	8,5	14,9	0,06	0,01269
403	24,7	12,5	6,0	7,0	15,2	0,04	0,01268
1440	24,3	11,5	6,0	6,0	15,3	0,01	0,01274

Coefficient K

K_{inf}	K	K_{sup}
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01273	0,01269	0,01255
0,01272	0,01268	0,01253
0,01278	0,01274	0,01259



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B4-C12-B**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	158,9
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	233,5
$M_{s\text{-}four}$ (g)	74,6

Hydromètre 152H

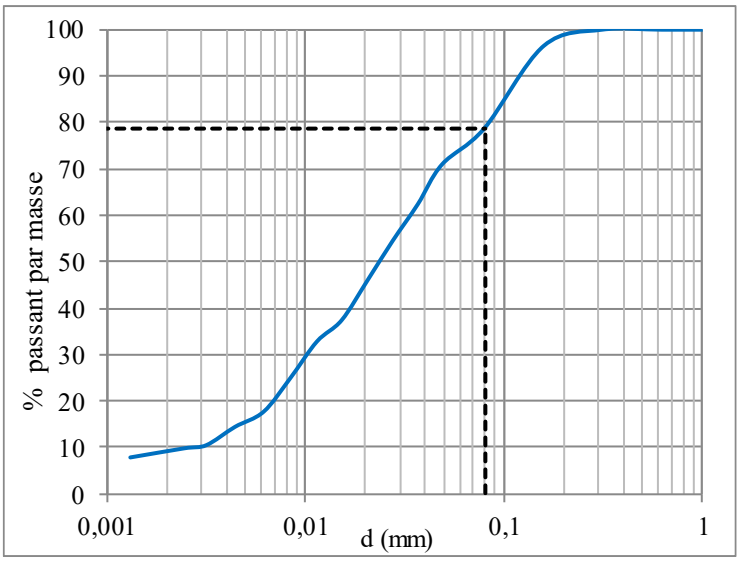
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	P (%)	P_{tamis} (%)
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,51	2,6
0,080	78,69	15,9
0,049	70,94	17,8
0,037	62,40	
0,028	54,52	
0,021	45,98	
0,015	37,44	
0,011	32,84	
0,008	24,96	
0,006	17,73	
0,004	14,45	
0,003	10,51	
0,002	9,85	
0,001	7,88	

T (min)	Temp (°c)	R	ΔR	R'	L	L/T	K
0,5	24,6	59,0	5,5	54,0	7,4	14,89	0,01269
1	24,6	52,5	5,5	47,5	8,5	8,51	0,01269
2	24,6	46,5	5,5	41,5	9,5	4,75	0,01269
4	24,6	40,0	5,5	35,0	10,6	2,64	0,01269
8	24,6	33,5	5,5	28,5	11,6	1,45	0,01269
15	24,4	30,0	5,5	25,0	12,2	0,81	0,01272
30	24,5	24,5	6,0	19,0	13,2	0,44	0,01271
60	24,5	19,0	6,0	13,5	14,1	0,24	0,01271
120	24,5	16,5	6,0	11,0	14,5	0,12	0,01271
240	24,6	13,5	6,0	8,0	15,0	0,06	0,01269
399	24,7	13,0	6,0	7,5	15,1	0,04	0,01268
1440	24,3	11,5	6,0	6,0	15,3	0,01	0,01274

Coefficient K

K_{inf}	K	K_{sup}
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01273	0,01269	0,01255
0,01273	0,01269	0,01255
0,01273	0,01269	0,01255
0,01273	0,01269	0,01255
0,01273	0,01269	0,01255
0,01276	0,01272	0,01257
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01275	0,01271	0,01256
0,01273	0,01269	0,01255
0,01272	0,01268	0,01253
0,01278	0,01274	0,01259



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 12 mai 2016
Réalisé par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier
ID	**B4-C12-C**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	179,8
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	252,2
$M_{s\text{-}four}$ (g)	72,4

Hydromètre 152H

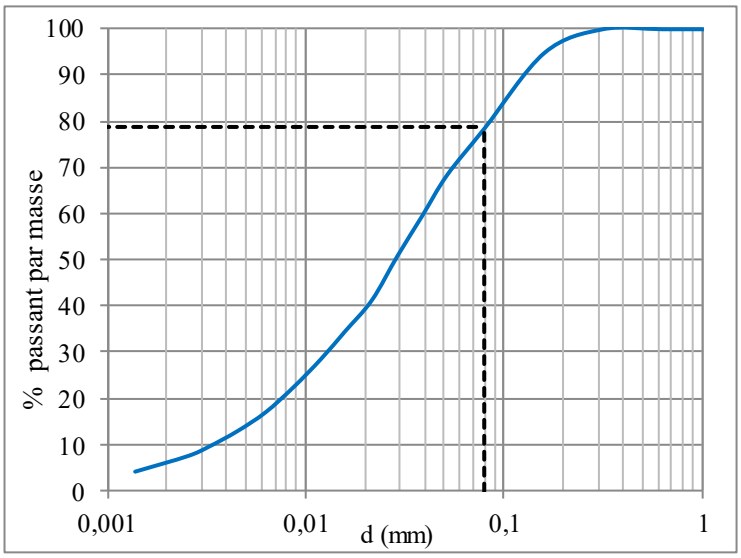
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	P (%)	P_{tamis} (%)
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	94,89	3,7
0,080	78,59	15,5
0,052	68,36	17
0,039	59,56	
0,029	50,76	
0,022	41,28	
0,016	34,52	
0,012	28,43	
0,009	22,33	
0,006	16,92	
0,005	12,86	
0,003	9,48	
0,003	7,44	
0,001	4,06	

T (min)	Temp (°c)	R	ΔR	R'	L	L/T	K
0,5	23,4	57,0	7,0	50,5	8,0	16,04	0,01287
1	23,7	50,5	7,0	44,0	9,1	9,09	0,01283
2	23,7	44,0	7,0	37,5	10,2	5,08	0,01283
4	23,7	37,0	7,0	30,5	11,3	2,82	0,01283
8	23,7	32,0	7,0	25,5	12,1	1,51	0,01283
15	23,6	27,5	7,0	21,0	12,9	0,86	0,01284
30	23,6	22,5	6,5	16,5	13,6	0,45	0,01284
60	23,6	18,0	6,0	12,5	14,2	0,24	0,01284
120	23,2	15,5	6,5	9,5	14,7	0,12	0,01290
240	23,2	13,0	6,5	7,0	15,2	0,06	0,01291
399	23,0	11,5	6,5	5,5	15,4	0,04	0,01293
1440	21,6	10,0	7,5	3,0	15,8	0,01	0,01315

Coefficient K

K_{inf}	K	K_{sup}
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01291	0,01287	0,01272
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01288	0,01284	0,01269
0,01288	0,01284	0,01269
0,01288	0,01284	0,01269
0,01294	0,01290	0,01275
0,01295	0,01291	0,01276
0,01297	0,01293	0,01278
0,01318	0,01315	0,01300



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	Août 2016
Réalisé par	Louis-Philippe
ID	**Global 1**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	179,8
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	252,2
$M_{s\text{-}four}$ (g)	72,4

Hydromètre 152H

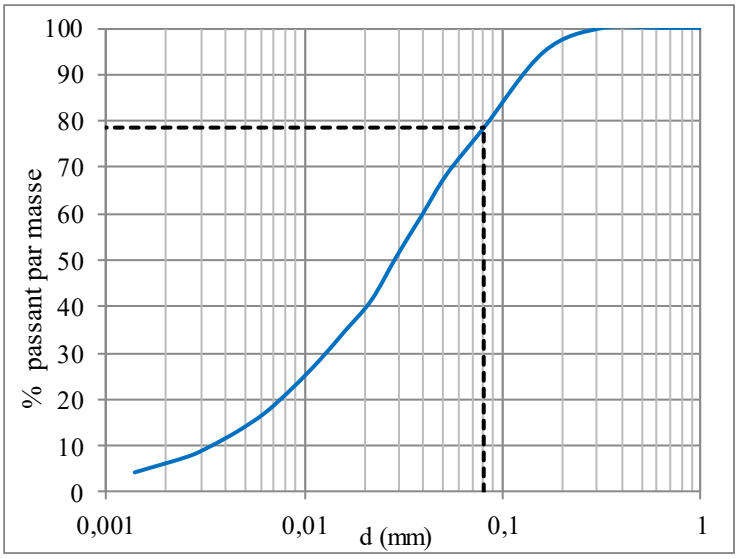
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	94,89	3,7
0,080	78,59	15,5
0,052	68,36	17
0,039	59,56	
0,029	50,76	
0,022	41,28	
0,016	34,52	
0,012	28,43	
0,009	22,33	
0,006	16,92	
0,005	12,86	
0,003	9,48	
0,003	7,44	
0,001	4,06	

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	23,4	57,0	7,0	50,5	8,0	16,04	0,01287
1	23,7	50,5	7,0	44,0	9,1	9,09	0,01283
2	23,7	44,0	7,0	37,5	10,2	5,08	0,01283
4	23,7	37,0	7,0	30,5	11,3	2,82	0,01283
8	23,7	32,0	7,0	25,5	12,1	1,51	0,01283
15	23,6	27,5	7,0	21,0	12,9	0,86	0,01284
30	23,6	22,5	6,5	16,5	13,6	0,45	0,01284
60	23,6	18,0	6,0	12,5	14,2	0,24	0,01284
120	23,2	15,5	6,5	9,5	14,7	0,12	0,01290
240	23,2	13,0	6,5	7,0	15,2	0,06	0,01291
399	23,0	11,5	6,5	5,5	15,4	0,04	0,01293
1440	21,6	10,0	7,5	3,0	15,8	0,01	0,01315

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01291	0,01287	0,01272
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01288	0,01284	0,01269
0,01288	0,01284	0,01269
0,01288	0,01284	0,01269
0,01294	0,01290	0,01275
0,01295	0,01291	0,01276
0,01297	0,01293	0,01278
0,01318	0,01315	0,01300



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	Août 2016
Réalisé par	Louis-Philippe
ID	**Global 2**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	150,6
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	218,7
$M_{s\text{-}four}$ (g)	68,1

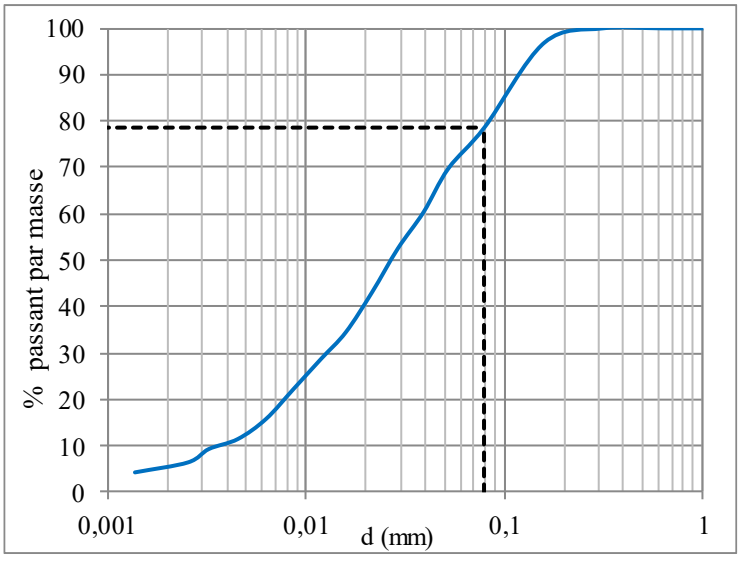
Hydromètre 152H

C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**	**D (mm)**	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
								1,250	100,00	0
								0,630	100,00	0
								0,315	100,00	0
								0,160	96,92	2,1
0,5	23,7	55,0	7,0	48,5	8,3	16,70	0,01283	0,080	78,71	14,5
1	23,7	48,5	7,0	42,0	9,4	9,41	0,01283	0,052	69,79	16
2	23,7	43,0	7,0	36,5	10,3	5,16	0,01283	0,039	60,44	
4	23,7	36,5	7,0	30,0	11,4	2,85	0,01283	0,029	52,53	
8	23,7	30,5	7,0	24,0	12,4	1,55	0,01283	0,022	43,17	
15	23,6	25,5	6,0	20,0	13,0	0,87	0,01284	0,016	34,54	
30	23,6	21,0	6,0	15,5	13,8	0,46	0,01284	0,012	28,78	
60	23,6	17,0	6,5	11,0	14,5	0,24	0,01284	0,009	22,31	
120	23,3	14,0	6,5	8,0	15,0	0,12	0,01289	0,006	15,83	
240	23,2	12,5	6,5	6,5	15,2	0,06	0,01290	0,005	11,51	
399	23,0	11,0	7,0	4,5	15,6	0,04	0,01293	0,003	9,35	
1440	21,6	10,0	7,5	3,0	15,8	0,01	0,01315	0,001	6,48	
								0,003	4,32	

Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01287	0,01283	0,01268
0,01288	0,01284	0,01269
0,01288	0,01284	0,01269
0,01288	0,01284	0,01269
0,01293	0,01289	0,01274
0,01294	0,01290	0,01275
0,01297	0,01293	0,01278
0,01318	0,01315	0,01300



Essai de sédimentométrie	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	Août 2016
Réalisé par	Louis-Philippe
ID	**Global 3**

Sédimentométrie

M_{tare} (g)	160,7
$M_{tare+sol\ sec}$ (g)	229,3
$M_{s\text{-}four}$ (g)	68,6

Hydromètre 152H

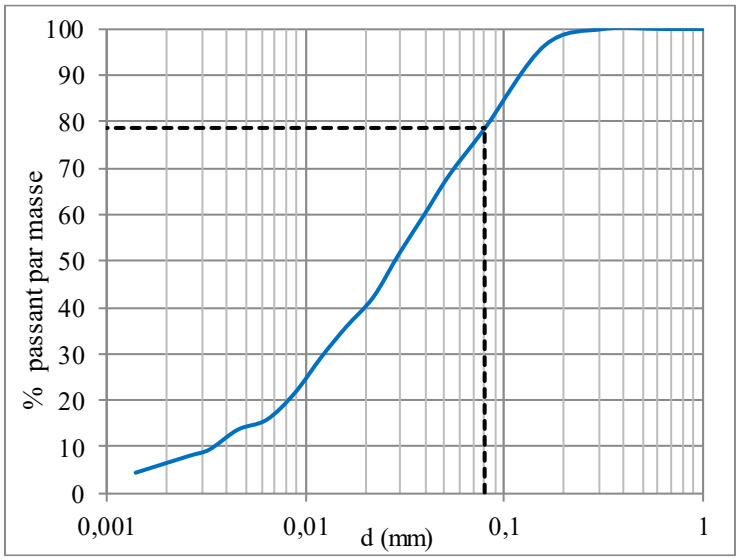
C_m	0,50
D_r	2,71
a	0,98

D (mm)	**P (%)**	**P_{tamis} (%)**
1,250	100,00	0
0,630	100,00	0
0,315	100,00	0
0,160	96,50	2,4
0,080	78,72	14,6
0,053	68,57	16,7
0,039	60,00	
0,029	51,43	
0,022	42,14	
0,016	35,71	
0,012	29,29	
0,009	21,43	
0,006	15,71	
0,005	13,57	
0,003	9,29	
0,003	7,86	
0,001	4,29	

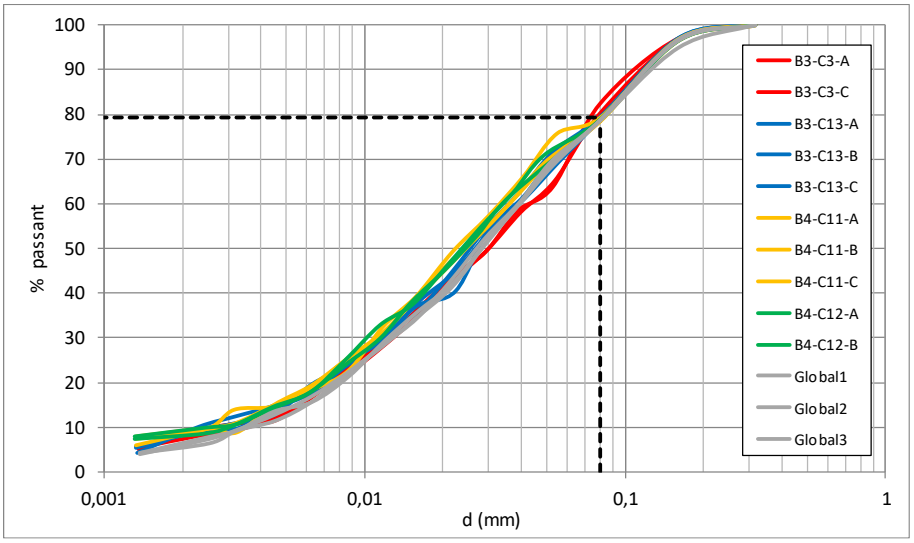
T (min)	**Temp (°c)**	**R**	**ΔR**	**R'**	**L**	**L/T**	**K**
0,5	23,5	54,5	7,0	48,0	8,4	16,86	0,01286
1	23,5	48,5	7,0	42,0	9,4	9,41	0,01286
2	23,5	42,5	7,0	36,0	10,4	5,20	0,01286
4	23,5	36,0	7,0	29,5	11,5	2,87	0,01286
8	23,5	31,0	6,5	25,0	12,2	1,52	0,01286
15	23,5	26,0	6,0	20,5	12,9	0,86	0,01286
30	23,5	21,0	6,5	15,0	13,8	0,46	0,01286
60	23,5	17,0	6,5	11,0	14,5	0,24	0,01286
120	23,3	15,5	6,5	9,5	14,7	0,12	0,01289
240	23,2	12,5	6,5	6,5	15,2	0,06	0,01290
399	23,0	11,5	6,5	5,5	15,4	0,04	0,01294
1440	21,6	10,0	7,5	3,0	15,8	0,01	0,01316

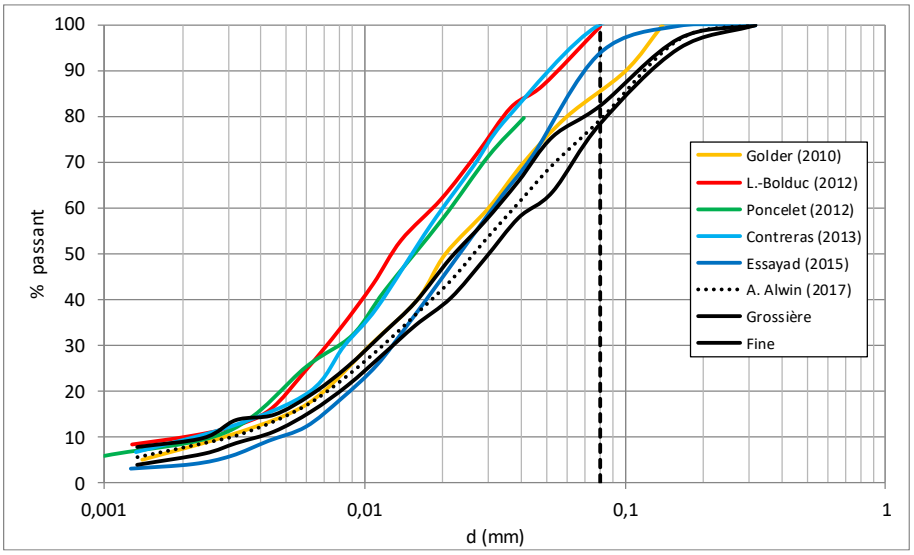
Coefficient K

K_{inf}	**K**	**K_{sup}**
2,70	**2,71**	**2,75**
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01290	0,01286	0,01271
0,01293	0,01289	0,01274
0,01294	0,01290	0,01275
0,01298	0,01294	0,01279
0,01319	0,01316	0,01301



Moyenne		Faisceau	
d_{moyen} (mm)	% passant	Grossière	Fine
0,315	100,00	100,00	100,00
0,160	96,63	94,89	97,02
0,080	79,22	78,49	82,41
0,053	69,40	63,65	75,66
0,039	61,14	57,98	65,98
0,029	52,91	49,07	57,18
0,021	44,22	40,50	49,26
0,016	36,75	34,52	39,59
0,012	30,20	28,28	32,84
0,009	23,54	21,43	25,51
0,006	17,68	15,71	19,39
0,004	13,51	11,31	14,96
0,003	10,41	8,80	13,81
0,002	8,76	6,48	9,92
0,001	5,72	4,06	7,92





ANNEXE C – ESSAIS DE DENSITÉ RELATIVE AU PYCNOMÈTRE

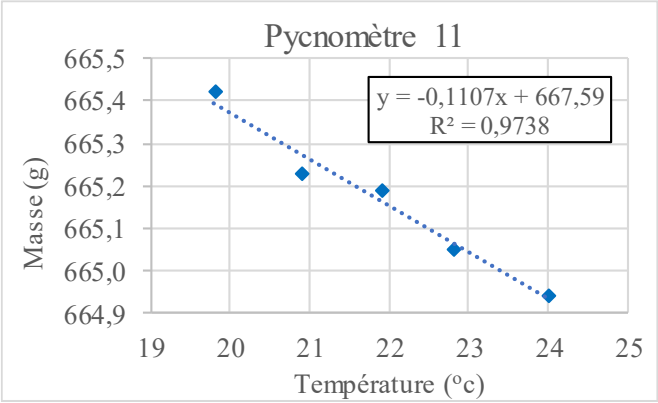
Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016 au 13 mai 2016
Réalisés par	Carlos, Gabrielle, Louis-Philippe, Raluca et Xavier

	B3-C3			B3-C13		
Échantillon	**A**	**B**	**C**	**A**	**B**	**C**
Pycnomètre #	**11**	**14**	**21**	**11**	**14**	**21**
Température (°c)	23,4	24,1	23,5	24,4	23,2	23,5
$M_{s+capsule}$ (g)	432,69	202,95	232,69	725,60	234,66	285,22
$M_{capsule}$ (g)	377,95	150,98	180,17	676,60	179,80	228,30
$M_{pycno+eau+s}$ (g)	699,52	709,95	706,56	695,95	711,85	709,62
Ms (g)	54,74	51,97	52,52	49,00	54,86	56,92
$M_{pycno+eau}$ (g)	644,78	657,98	654,04	646,95	656,99	652,70
$M_{étalon}$ (g)	665,00	677,17	673,50	664,87	677,27	673,50
V_s (cm³)	20,22	19,24	19,51	17,97	20,34	20,86
ρ_s (g/cm³)	2,71	2,70	2,69	2,73	2,70	2,73
ρ_w (g/cm³)	0,9974	0,9973	0,9974	0,9972	0,9975	0,9974
D_t	2,71	2,71	2,70	2,73	2,70	2,74
K	0,9992	0,9991	0,9992	0,9990	0,9993	0,9992
ρ_s (kg/m³) à 20°c	2713	2706	2696	2731	2703	2734
D_r à 20°c	**2,71**	**2,71**	**2,70**	**2,73**	**2,70**	**2,73**
D_r à 20°c (moyen)	**2,71**			**2,72**		

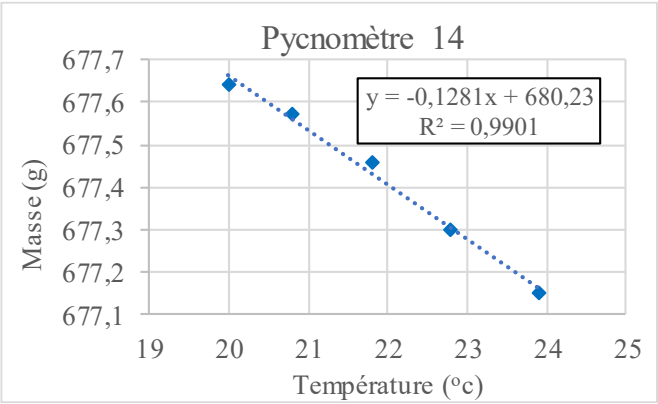
	B4-C11			B4-C12		
Échantillon	**A**	**B**	**C**	**A**	**B**	**C**
Pycnomètre #	**11**	**21**	**14**	**14**	**21**	**11**
Température (°c)	22,7	23,0	22,9	23,4	22,8	22,7
$M_{s+capsule}$ (g)	210,2	377,6	227,8	420,9	373,4	384,2
$M_{capsule}$ (g)	160,60	325,90	179,90	364,64	318,32	328,74
$M_{pycno+eau+s}$ (g)	696,25	706,29	707,61	712,86	708,18	700,15
Ms (g)	49,60	51,70	47,90	56,26	55,08	55,46
$M_{pycno+eau}$ (g)	646,65	654,59	659,71	656,60	653,10	644,69
$M_{étalon}$ (g)	665,08	673,56	677,31	677,25	673,59	665,08
V_s (cm³)	18,47	19,02	17,64	20,70	20,53	20,44
ρ_s (g/cm³)	2,69	2,72	2,72	2,72	2,68	2,71
ρ_w (g/cm³)	0,9976	0,9975	0,9976	0,9974	0,9976	0,9976
D_t	2,69	2,73	2,72	2,72	2,69	2,72
K	0,9994	0,9993	0,9994	0,9992	0,9994	0,9994
ρ_s (kg/m³) à 20°c	2690	2723	2720	2722	2687	2719
D_r à 20°c	**2,69**	**2,72**	**2,72**	**2,72**	**2,69**	**2,72**
D_r à 20°c (moyen)	**2,71**			**2,71**		

Calibration des pycnomètres

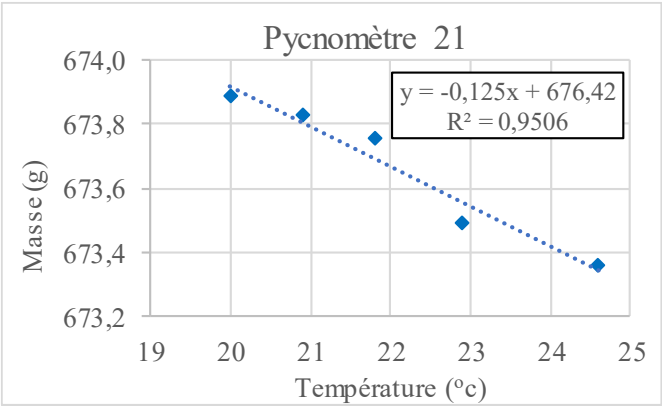
			M_{pycno} (g)
Pycnomètre 11			166,88
Température (°c)	**Masse (g)**	**ρ_w (g/cm³)**	**V_w (cm³)**
19,8	665,42	0,99825	499,41
20,9	665,23	0,99802	499,34
21,9	665,19	0,99780	499,41
22,8	665,05	0,99759	499,37
24,0	664,94	0,99730	499,40
Moyenne			**499,39**
Écart-type			**0,03**



			M_{pycno} (g)
Pycnomètre 14			178,95
Température (°c)	**Masse (g)**	**ρ_w (g/cm³)**	**V_w (cm³)**
20,0	677,64	0,99820	499,59
20,8	677,57	0,99804	499,60
21,8	677,46	0,99782	499,60
22,8	677,30	0,99759	499,56
23,9	677,15	0,99733	499,54
Moyenne			**499,58**
Écart-type			**0,03**



			M_{pycno} (g)
Pycnomètre 21			**175,06**
Température (°c)	**Masse (g)**	**ρ_w (g/cm³)**	**V_w (cm³)**
20,0	673,89	0,99820	499,73
20,9	673,83	0,99802	499,77
21,8	673,76	0,99782	499,79
22,9	673,49	0,99757	499,65
24,6	673,36	0,99715	499,73
Moyenne			**499,73**
Écart-type			**0,05**



Pycnomètre	**11**	**14**	**21**
Pente	-0,111	-0,128	-0,125
Ordonnée à l'orgine	667,59	680,23	676,42

Pycnomètre	**11**	**14**	**21**
Masse (g)	166,88	178,95	175,06
V_p (mL)	499,39	499,58	499,73

ANNEXE D – ESSAIS DE COMPACTION PROCTOR MODIFIÉ

Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	10 mai 2016
Réalisés par	Louis-Philippe et Xavier

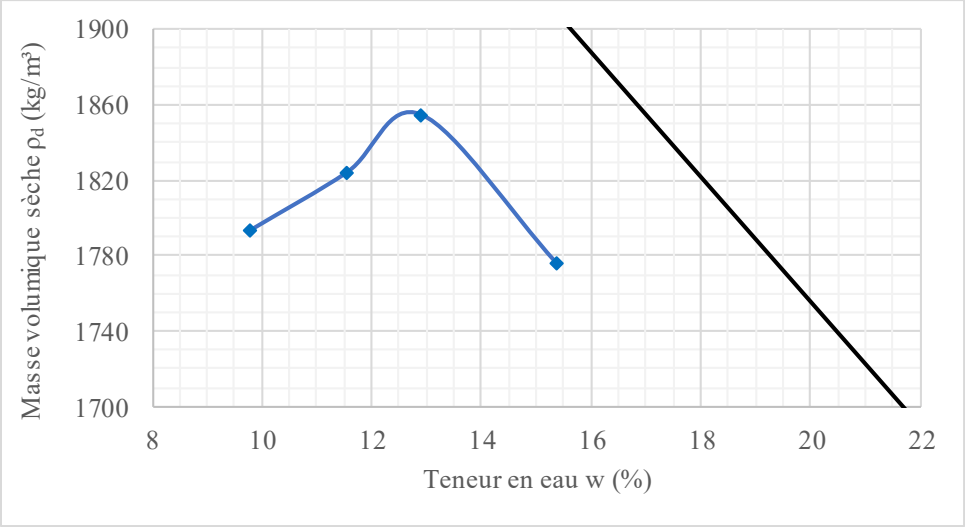
Échantillon	**B3-C13**
Hauteur (mm)	116,645
Diamètre (mm)	101,758
Volume moule (cm³)	948,63

Masse volumique

w cible (%)	**10**	**12**	**14**	**16**
$M_{s+moule}$ (g)	6178,8	6241,1	6297,6	6254,7
M_{moule} (g)	4310,7	4310,7	4310,7	4310,7
M_s (g)	1868,1	1930,4	1986,9	1944,0
ρ_{hum} (kg/m³)	1 969	2 035	2 094	2 049
ρ_d (kg/m³)	**1 794**	**1 824**	**1 855**	**1 776**
ρ_d (g/cm³)	1,79	1,82	1,85	1,78

Teneur en eau

$M_{sol\ humide+capsule}$ (g)	674,1	813,4	781,1	774,1
$M_{s+capsule}$ (g)	627,6	744,8	711,8	694,3
M_w (g)	46,5	68,6	69,3	79,8
$M_{capsule}$ (g)	152,9	150,9	175,2	174,9
$M_{sol\ sec}$ (g)	474,7	593,9	536,6	519,4
w (%)	**9,8**	**11,6**	**12,9**	**15,4**
w_{sat} (%)	18,9	17,9	17,0	19,4



Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	11 mai 2016
Réalisés par	Louis-Philippe et Xavier

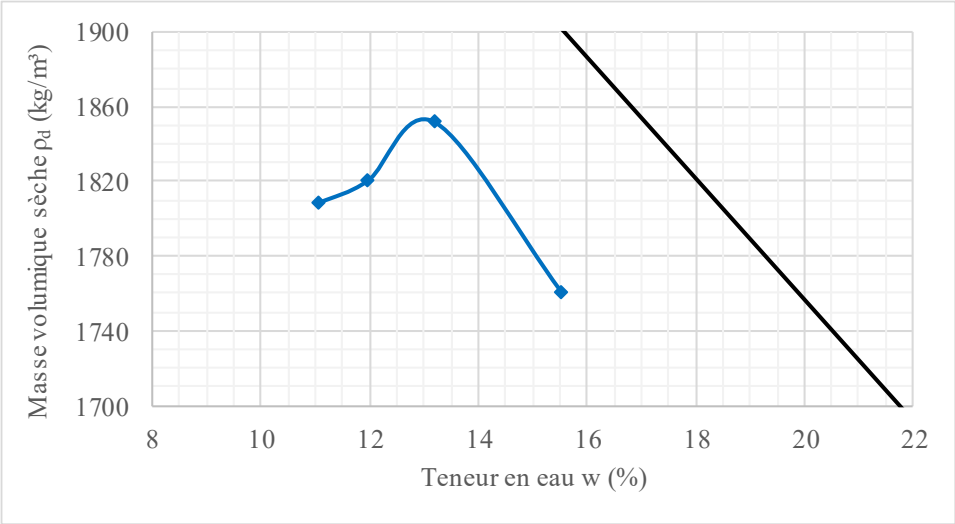
Échantillon	**B4-C11**
Hauteur (mm)	116,645
Diamètre (mm)	101,758
Volume moule (cm³)	948,63

Masse volumique

w cible (%)	**10**	**12**	**14**	**16**
$M_{s+moule}$ (g)	6216,3	6244,7	6299,9	6240,8
M_{moule} (g)	4310,7	4310,7	4310,7	4310,7
M_s (g)	1905,6	1934,0	1989,2	1930,1
ρ_{hum} (kg/m³)	2 009	2 039	2 097	2 035
ρ_d (kg/m³)	**1 809**	**1 821**	**1 852**	**1 761**
ρ_d (g/cm³)	1,81	1,82	1,85	1,76

Teneur en eau

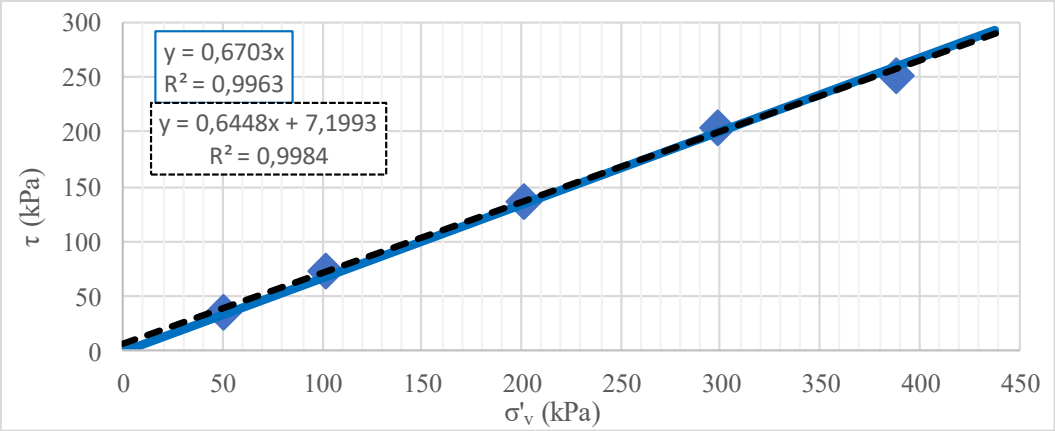
$M_{sol\ humide+capsule}$ (g)	772,9	675,3	762,9	744,8
$M_{s+capsule}$ (g)	713,3	619,4	691,4	668,2
M_w (g)	59,6	55,9	71,5	76,6
$M_{capsule}$ (g)	175,1	152,9	150,8	175,2
$M_{sol\ sec}$ (g)	538,2	466,5	540,6	493,0
w (%)	**11,1**	**12,0**	**13,2**	**15,5**
w_{sat} (%)	18,4	18,0	17,1	19,9



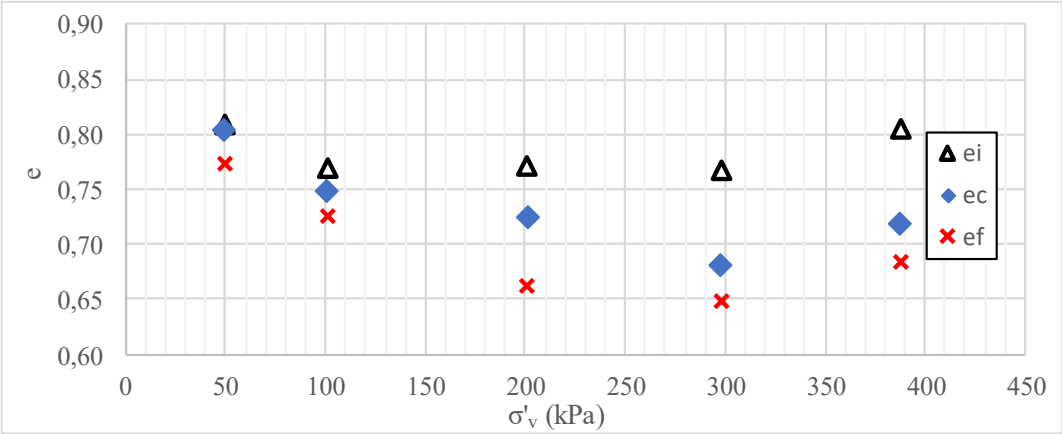
ANNEXE E – ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT

Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Réalisés par	Xavier

ID	DSS 50 kPa	DSS 100 kPa	DSS 200 kPa	DSS 300 kPa	DSS 400 kPa
σ'_v ciblée	50	100	200	300	400
σ'_v (kPa)	**49,7**	**101,1**	**201,3**	**298,4**	**388,0**
τ_{max} (kPa)	**36,7**	**73,2**	**138,0**	**204,6**	**253,2**
e_i	0,809	0,769	0,770	0,767	0,805
e_c	**0,804**	**0,748**	**0,725**	**0,681**	**0,718**
e_f	0,773	0,724	0,661	0,649	0,683



	c' (kPa)	Φ' (°)	R²
Cas 1	0	33,8	0,996
Cas 2	7,2	32,8	0,998



Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	25 mai 2016
Réalisés par	Xavier
ID	**DSS 50 kPa**

a (mm)	59,42
b (mm)	59,50
d (mm)	44,58
Aire (cm²)	35,36
Volume (cm³)	157,60

$M_{top+bille}$ (g)	376,37
$M_{cadrage\ complet}$ (g)	14 678,89
h_{pp} (mm)	12,22
D_r	2,71

Levier	5
Rate (mm/min)	2

Données

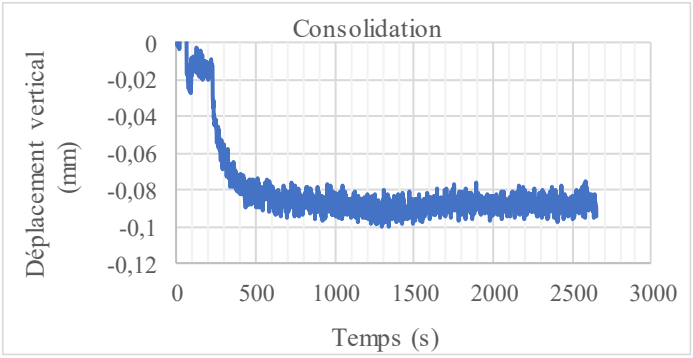
σ'_v ciblée (kPa)	**50**
Masse appliquée (kg)	0,570
σ'_v (kPa)	50
R_d (mm/min)	0,74
P_d (%)	32,02
τ_{max} (kPa)	37

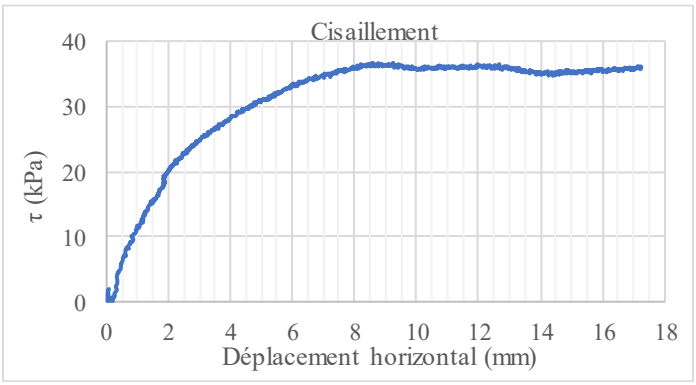
Paramètres

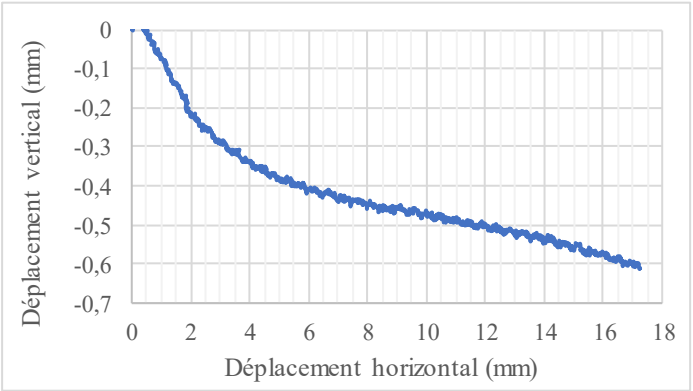
M_{tare-i} (g)	22,08
Mt_{are-f} (g)	54,82
$M_{tare+sol+eau-i}$ (g)	49,23
$M_{tare+sol+eau-f}$ (g)	282,94
$M_{tare+sol-i}$ (g)	43,10
$M_{tare+sol-f}$ (g)	240,83
$M_{tare-lavage}$ (g)	67,29
$M_{tare+sol-lavage}$ (g)	70,95
w_i (%)	29,16
w_f (%)	24,13
$M_{moule+sol+eau}$ (g)	4 608,50
M_{moule} (g)	4 359,20
$M_{sol+eau-intiale}$ (g)	249,30
$M_{sol-intiale}$ (g)	193,01
$M_{sol-finale}$ (g)	189,67

Résultats

σ'_v ciblée	**50**
Gap (mm)	3,45
H_{sol-i} (mm)	35,81
$H_{sol-f-fictive}$ (mm)	19,79
$H_{vide-i-fictive}$ (mm)	16,01
e_i	0,81
$H_{sol-conso}$ (mm)	35,70
$H_{vide-conso-fictive}$ (mm)	15,91
e_c	0,80
H_{sol-f} (mm)	35,09
$H_{vide-f-fictive}$ (mm)	15,30
e_f	0,77







Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	25 mai 2016
Réalisés par	Xavier
ID	**DSS 100 kPa**

a (mm)	59,42
b (mm)	59,50
d (mm)	44,58
Aire (cm²)	35,36
Volume (cm³)	157,60

$M_{top+bille}$ (g)	376,37
$M_{cadrage\ complet}$ (g)	14 678,89
h_{pp} (mm)	12,22
D_r	2,71

Levier	5
Rate (mm/min)	2

Données

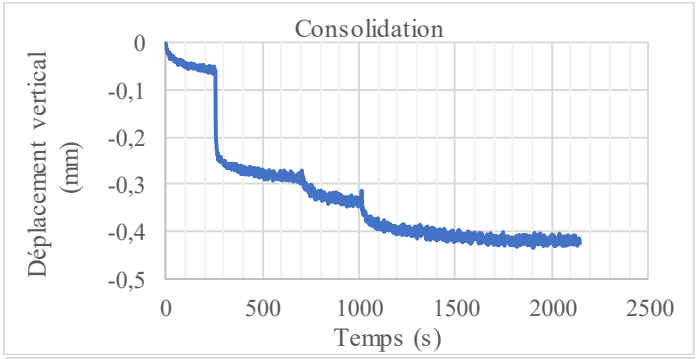
σ'_v ciblée (kPa)	**100**
Masse appliquée (kg)	4,280
σ'_v (kPa)	101
R_d (mm/min)	0,73
P_d (%)	32,08
τ_{max} (kPa)	73

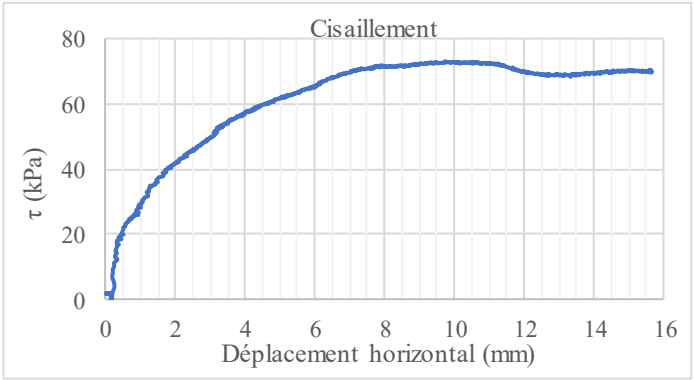
Paramètres

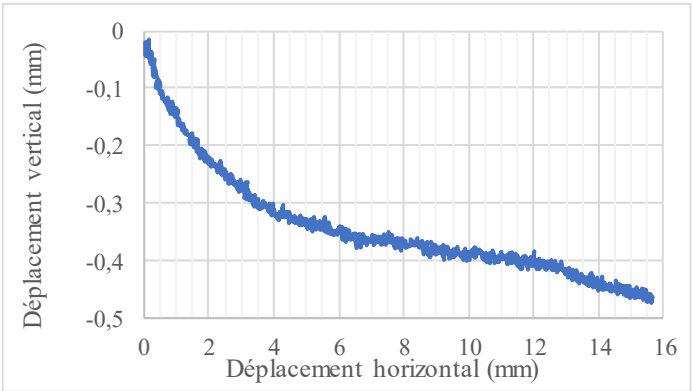
M_{tare-i} (g)	22,53
Mt_{are-f} (g)	51,50
$M_{tare+sol+eau-i}$ (g)	50,00
$M_{tare+sol+eau-f}$ (g)	281,44
$M_{tare+sol-i}$ (g)	43,84
$M_{tare+sol-f}$ (g)	239,07
$M_{tare-lavage}$ (g)	51,72
$M_{tare+sol-lavage}$ (g)	57,52
w_i (%)	28,91
w_f (%)	24,91
$M_{moule+sol+eau}$ (g)	4 613,60
M_{moule} (g)	4 359,20
$M_{sol+eau-intiale}$ (g)	254,40
$M_{sol-intiale}$ (g)	197,35
$M_{sol-finale}$ (g)	193,37

Résultats

σ'_v ciblée	**100**
Gap (mm)	3,36
H_{sol-i} (mm)	35,71
$H_{sol-f-fictive}$ (mm)	20,18
$H_{vide-i-fictive}$ (mm)	15,53
e_i	0,77
$H_{sol-conso}$ (mm)	35,27
$H_{vide-conso-fictive}$ (mm)	15,09
e_c	0,75
H_{sol-f} (mm)	34,80
$H_{vide-f-fictive}$ (mm)	14,62
e_f	0,72







Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	26 mai 2016
Réalisés par	Xavier
ID	**DSS 200 kPa**

a (mm)	59,42
b (mm)	59,50
d (mm)	44,58
Aire (cm²)	35,36
Volume (cm³)	157,60

$M_{top+bille}$ (g)	376,37
$M_{cadrage\ complet}$ (g)	14 678,89
h_{pp} (mm)	12,22
D_r	2,71

Levier	5
Rate (mm/min)	2

Données

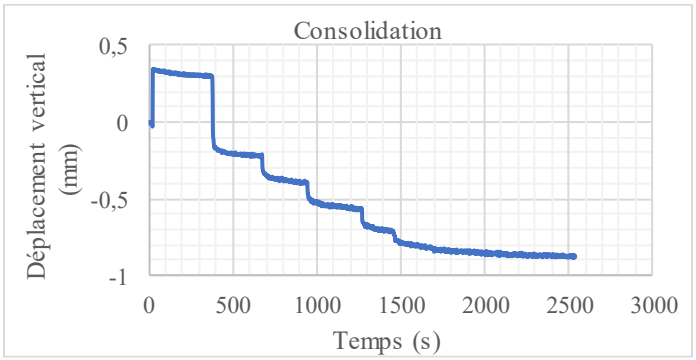
σ'_v ciblée (kPa)	**200**
Masse appliquée (kg)	11,500
σ'_v (kPa)	201
R_d (mm/min)	0,73
P_d (%)	32,12
τ_{max} (kPa)	138

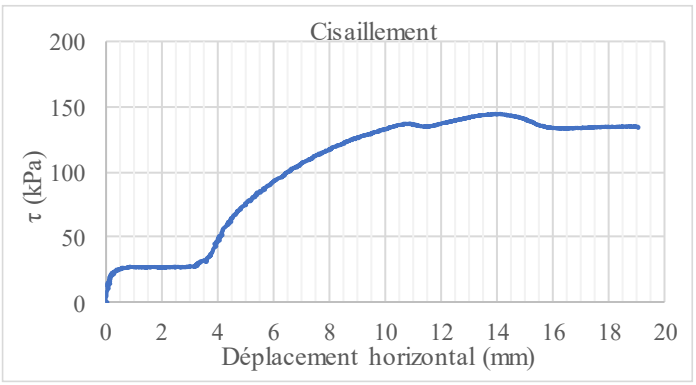
Paramètres

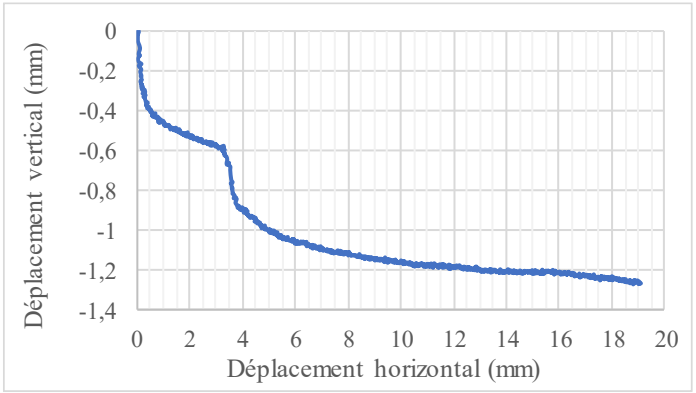
M_{tare-i} (g)	11,30
Mt_{are-f} (g)	68,77
$M_{tare+sol+eau-i}$ (g)	42,04
$M_{tare+sol+eau-f}$ (g)	294,22
$M_{tare+sol-i}$ (g)	35,23
$M_{tare+sol-f}$ (g)	254,02
$M_{tare-lavage}$ (g)	64,84
$M_{tare+sol-lavage}$ (g)	69,36
w_i (%)	28,46
w_f (%)	23,57
$M_{moule+sol+eau}$ (g)	4 609,10
M_{moule} (g)	4 359,20
$M_{sol+eau-intiale}$ (g)	249,90
$M_{sol-intiale}$ (g)	194,54
$M_{sol-finale}$ (g)	189,77

Résultats

σ'_v ciblée	**200**
Gap (mm)	2,70
H_{sol-i} (mm)	35,05
$H_{sol-f-fictive}$ (mm)	19,81
$H_{vide-i-fictive}$ (mm)	15,24
e_i	0,77
$H_{sol-conso}$ (mm)	34,16
$H_{vide-conso-fictive}$ (mm)	14,36
e_c	0,72
H_{sol-f} (mm)	32,89
$H_{vide-f-fictive}$ (mm)	13,08
e_f	0,66







Identification

Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	26 mai 2016
Réalisés par	Xavier
ID	**DSS 300 kPa**

a (mm)	59,42
b (mm)	59,50
d (mm)	44,58
Aire (cm²)	35,36
Volume (cm³)	157,60

$M_{top+bille}$ (g)	376,37
$M_{cadrage\ complet}$ (g)	14 678,89
h_{pp} (mm)	12,22

D_r	2,71

Levier	5
Rate (mm/min)	2

Données

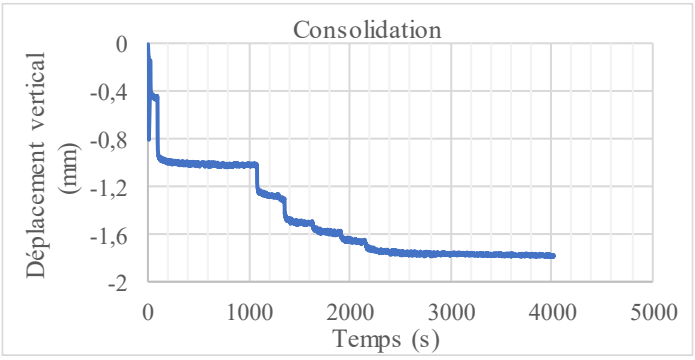
σ'_v ciblée (kPa)	**300**
Masse appliquée (kg)	18,500
σ'_v (kPa)	298
R_d (mm/min)	0,76
P_d (%)	31,85
τ_{max} (kPa)	205

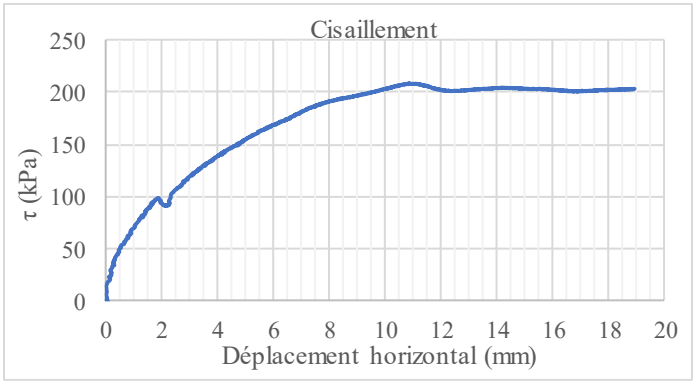
Paramètres

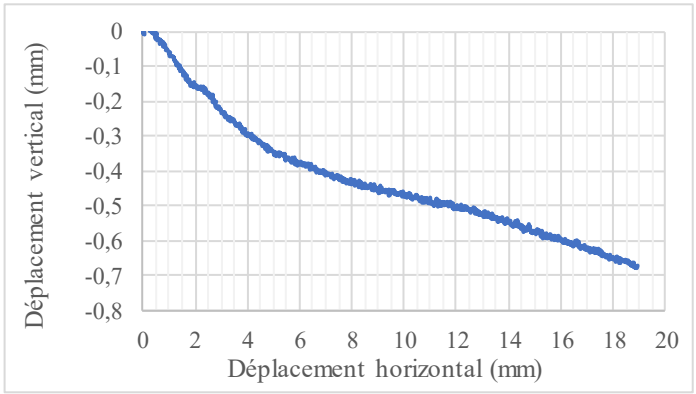
M_{tare-i} (g)	13,44
Mt_{are-f} (g)	51,72
$M_{tare+sol+eau-i}$ (g)	36,57
$M_{tare+sol+eau-f}$ (g)	283,90
$M_{tare+sol-i}$ (g)	31,49
$M_{tare+sol-f}$ (g)	244,07
$M_{tare-lavage}$ (g)	52,55
$M_{tare+sol-lavage}$ (g)	60,30
w_i (%)	28,14
w_f (%)	23,78
$M_{moule+sol+eau}$ (g)	4 618,30
M_{moule} (g)	4 359,20
$M_{sol+eau-intiale}$ (g)	259,10
$M_{sol-intiale}$ (g)	202,19
$M_{sol-finale}$ (g)	200,10

Résultats

σ'_v ciblée	**300**
Gap (mm)	4,55
H_{sol-i} (mm)	36,90
$H_{sol-f-fictive}$ (mm)	20,88
$H_{vide-i-fictive}$ (mm)	16,02
e_i	0,77
$H_{sol-conso}$ (mm)	35,11
$H_{vide-conso-fictive}$ (mm)	14,23
e_c	0,68
H_{sol-f} (mm)	34,43
$H_{vide-f-fictive}$ (mm)	13,55
e_f	0,65







Identification	
Provenance	Mine Canadian Malartic
Description	Résidus miniers ML
Échantillonnage	Avril 2016
Date de l'essai	26 mai 2016
Réalisés par	Xavier
ID	**DSS 400 kPa**

a (mm)	59,42
b (mm)	59,50
d (mm)	44,58
Aire (cm²)	35,36
Volume (cm³)	157,60

$M_{top+bille}$ (g)	376,37
$M_{cadrage\ complet}$ (g)	14 678,89
h_{pp} (mm)	12,22

D_r	2,71

Levier	5
Rate (mm/min)	2

Données

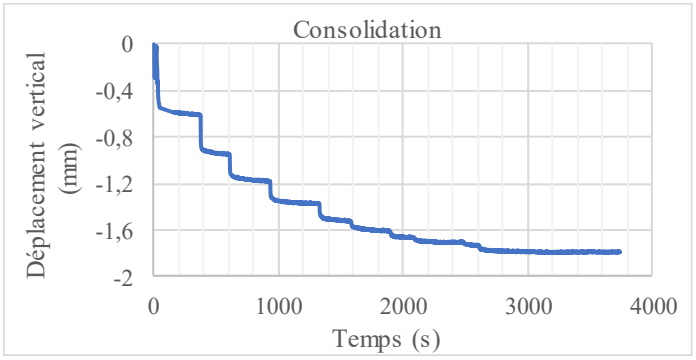
σ'_v ciblée (kPa)	**400**
Masse appliquée (kg)	26,000
σ'_v (kPa)	388
R_d (mm/min)	0,76
P_d (%)	42,23
τ_{max} (kPa)	253

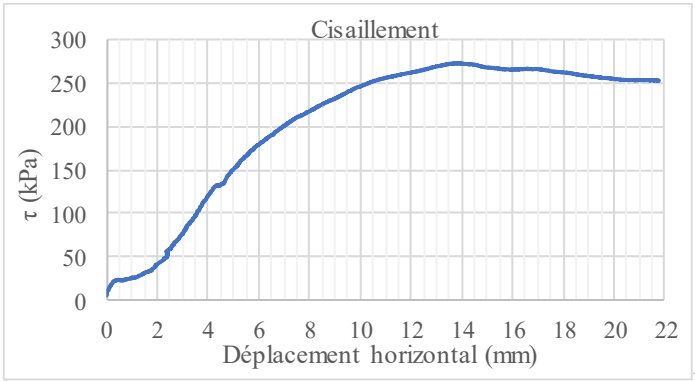
Paramètres

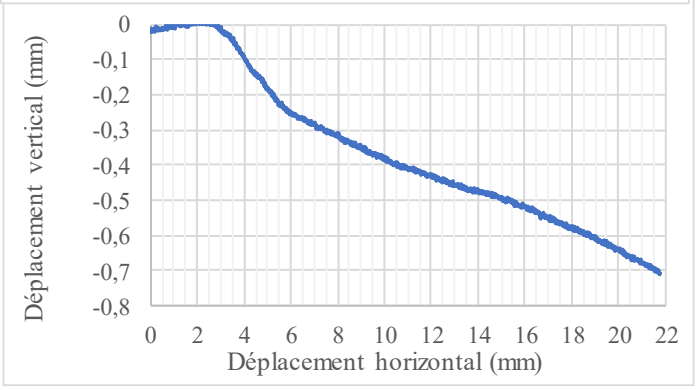
M_{tare-i} (g)	11,02
Mt_{are-f} (g)	53,24
$M_{tare+sol+eau-i}$ (g)	46,77
$M_{tare+sol+eau-f}$ (g)	282,15
$M_{tare+sol-i}$ (g)	38,67
$M_{tare+sol-f}$ (g)	242,74
$M_{tare-lavage}$ (g)	51,63
$M_{tare+sol-lavage}$ (g)	59,74
w_i (%)	29,29
w_f (%)	24,05
$M_{moule+sol+eau}$ (g)	4 619,40
M_{moule} (g)	4 359,20
$M_{sol+eau-intiale}$ (g)	260,20
$M_{sol-intiale}$ (g)	201,25
$M_{sol-finale}$ (g)	197,61

Résultats

σ'_v ciblée	**400**
Gap (mm)	4,87
H_{sol-i} (mm)	37,23
$H_{sol-f-fictive}$ (mm)	20,62
$H_{vide-i-fictive}$ (mm)	16,60
e_i	0,81
$H_{sol-conso}$ (mm)	35,43
$H_{vide-conso-fictive}$ (mm)	14,80
e_c	0,72
H_{sol-f} (mm)	34,71
$H_{vide-f-fictive}$ (mm)	14,09
e_f	0,68







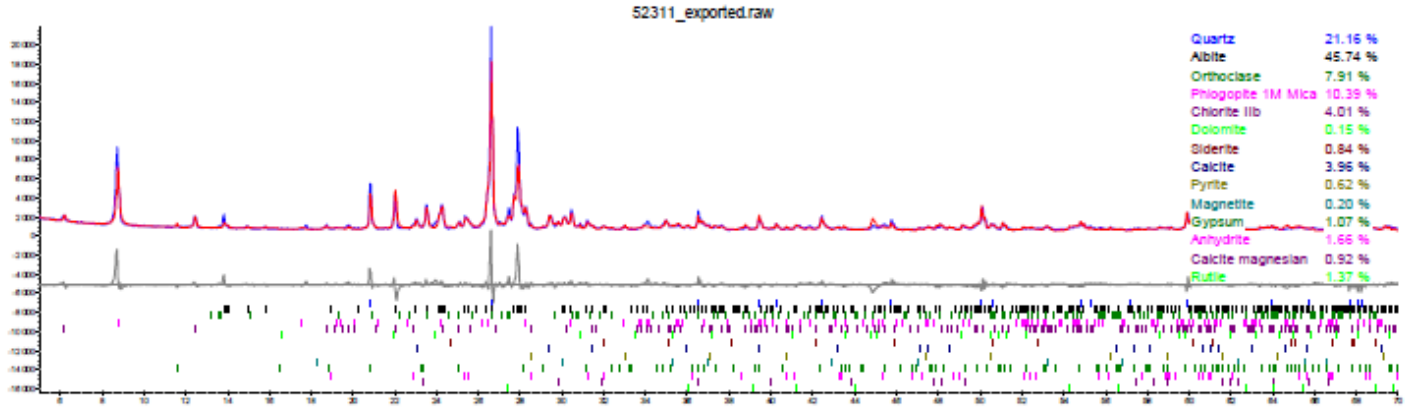
ANNEXE F – ANALYSES MINÉRALOGIQUES SEMI-QUANTITATIVES PAR DIFFRACTION DES RAYONS X

Unité de recherche et de service en technologie minérale
Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT)
445, boul. de l'Université, Rouyn-Noranda, Québec, J9X 5E4
tél. 819.762.0971 poste 2378-2569 | fax 819.797.6672 | uqat.ca

Analyse minéralogique semi-quantitative par diffraction des rayons X

Projet : PI-Polytechnique CRSNG découverte BB
Préparation : Edahbi Mohamed
Analyse : Hassan BOUZAHZAH
Date : 27 Juillet 2016

U52311 : CM1



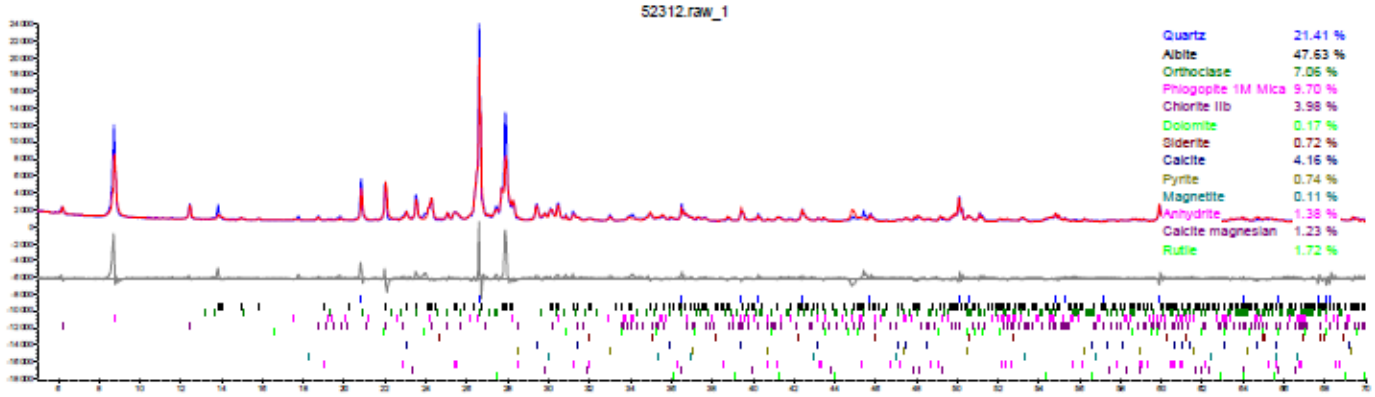
Approuvé par : _____
Hassan BOUZAHZAH, Ph.D (Agent de recherche)

Unité de recherche et de service en technologie minérale
Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT)
445, boul. de l'Université, Rouyn-Noranda, Québec, J9X 5E4
tél. 819.762.0971 poste 2378-2569 | fax 819.797.6672 | uqat.ca

Analyse minéralogique semi-quantitative par diffraction des rayons X

Projet : PI-Polytechnique CRSNG découverte BB
Préparation : Edahbi Mohamed
Analyse : Hassan BOUZAHZAH
Date : 27 Juillet 2016

U52312 : CM2



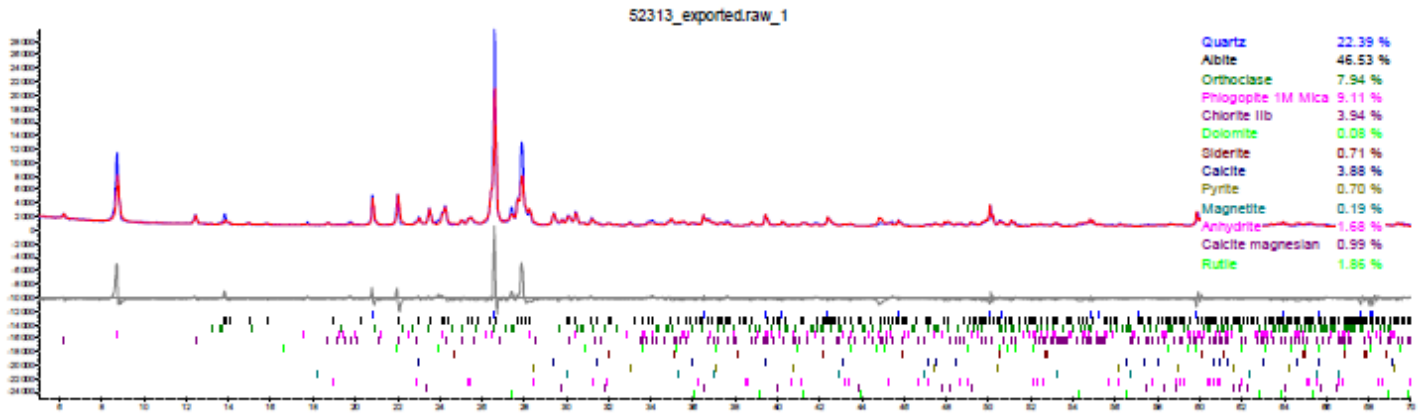
Approuvé par : _____
Hassan BOUZAHZAH, Ph.D (Agent de recherche)

Unité de recherche et de service en technologie minérale
Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT)
445, boul. de l'Université, Rouyn-Noranda, Québec, J9X 5E4
tél. 819.762.0971 poste 2378-2569 | fax 819.797.6672 | uqat.ca

Analyse minéralogique semi-quantitative par diffraction des rayons X

Projet :	PI-Polytechnique CRSNG découverte BB
Préparation :	Edahbi Mohamed
Analyse :	Hassan BOUZAHZAH
Date :	27 Juillet 2016

U52313 : CM3



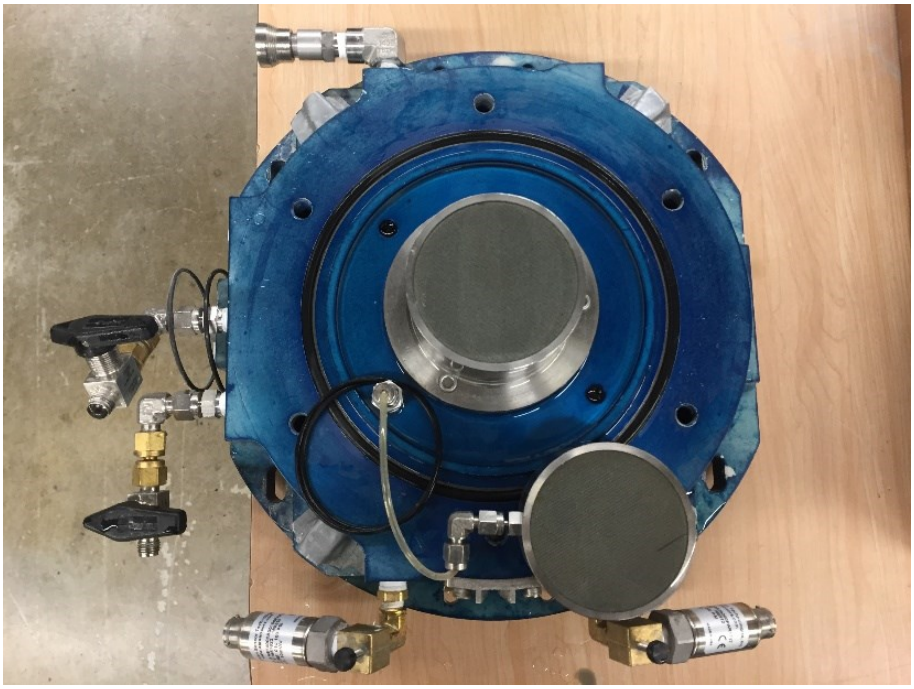
Approuvé par : _____
Hassan BOUZAHZAH, Ph.D (Agent de recherche)

ANNEXE G – PROTOCOLE DE PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES EN LABORATOIRE

Ce protocole de préparation des éprouvettes de résidus miniers est adapté du protocole de déposition hydraulique développé par Poncelet (2012).

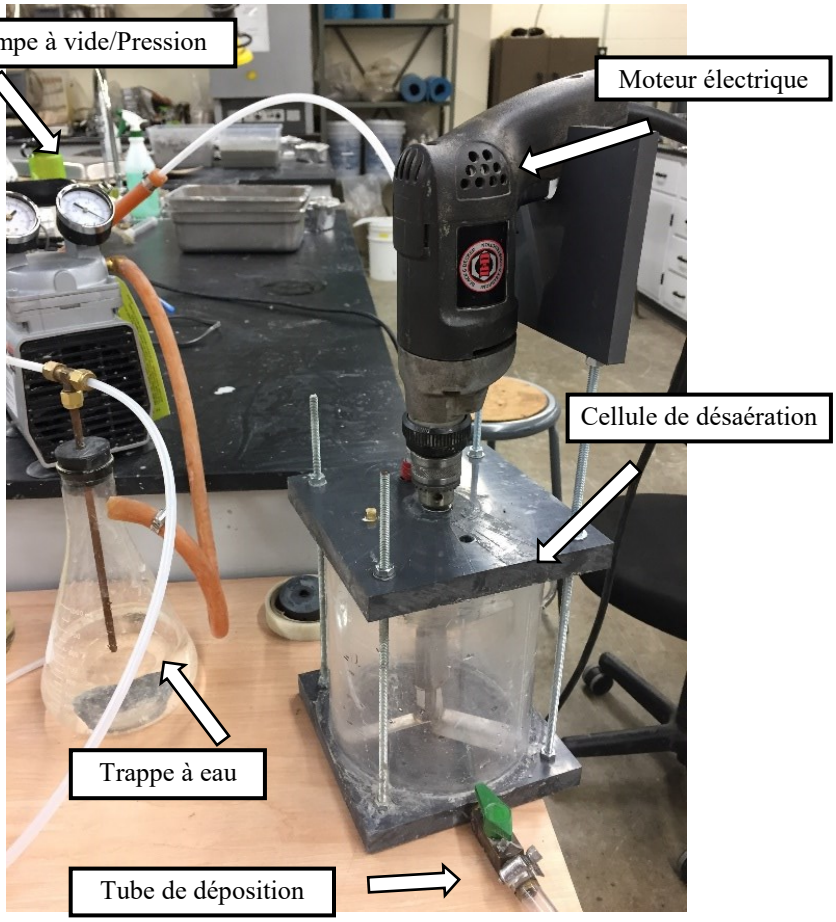
1- Préparation du mélange et phase de désaération

1-1 : Faire le nettoyage de toutes saletés présentes sur la base de montage de la cellule et saturer les pierres poreuses en y faisant circuler de l'eau désaérée doucement.



1-2 Dans une tare, ajouter 1,5 kg de résidus secs et 570 ml d'eau désaérée (w_{00}=38%). Homogénéiser le mélange manuellement avec des gants de latex.

1-3 Assembler la cellule de désaération et raccorder la pompe à vide à la trappe à eau.



1-4 Appliquer une succion de 30 kPa dans la cellule de désaération et ajuster la vitesse de révolution du moteur de manière à ce qu'il tourne à bas régime (environ ½ à 2 tours par seconde).

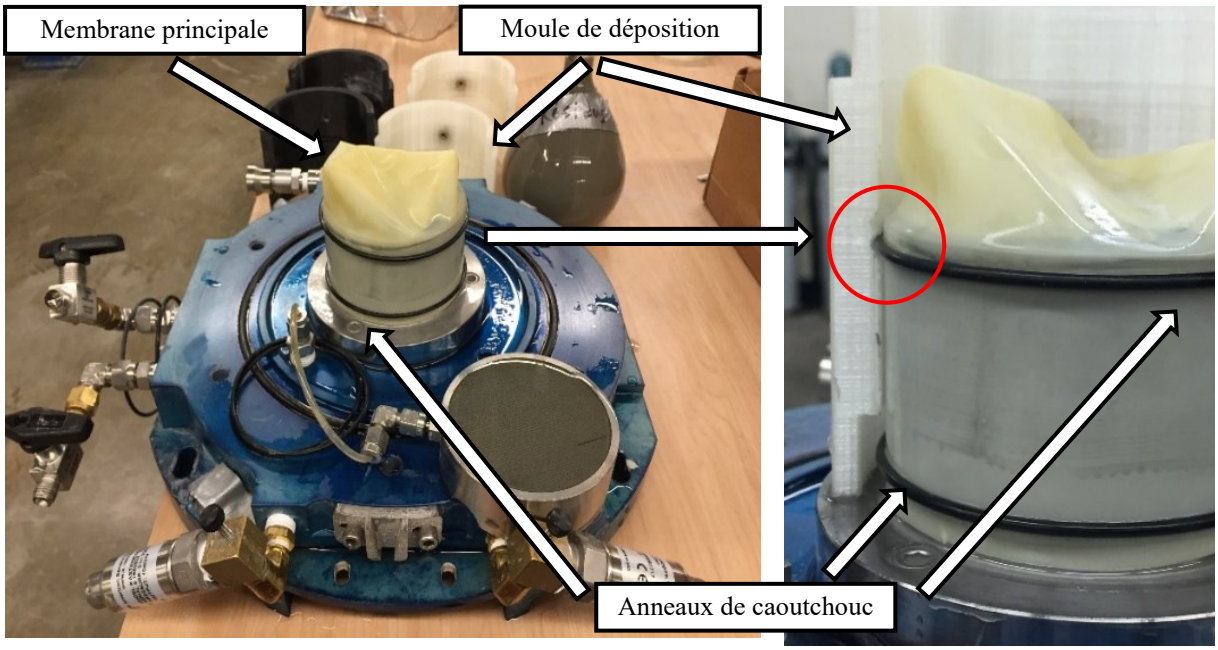
1-5 Aspirer le mélange de résidus et d'eau dans la cellule de désaération en laissant le moteur révolutionner à bas régime et en prenant soin de ne pas laisser trop d'air entrer inutilement dans la cellule lors de l'aspiration de la pulpe.

1-6 Appliquer une succion de 70 à 80 kPa et laisser le mélange désaérer pendant 1 heure ou jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de bulle d'air visible sur le dessus de la mixture. Faire varier la vitesse et la direction de révolution du moteur périodiquement.

2- <u>Assemblage du moule de déposition et de la base de montage</u>

2-1 Pendant que la pulpe est en phase de désaération et après avoir vérifié que la membrane de caoutchouc n'est par percée, placer la membrane principale sur la base de montage et installer 2 anneaux de caoutchouc.

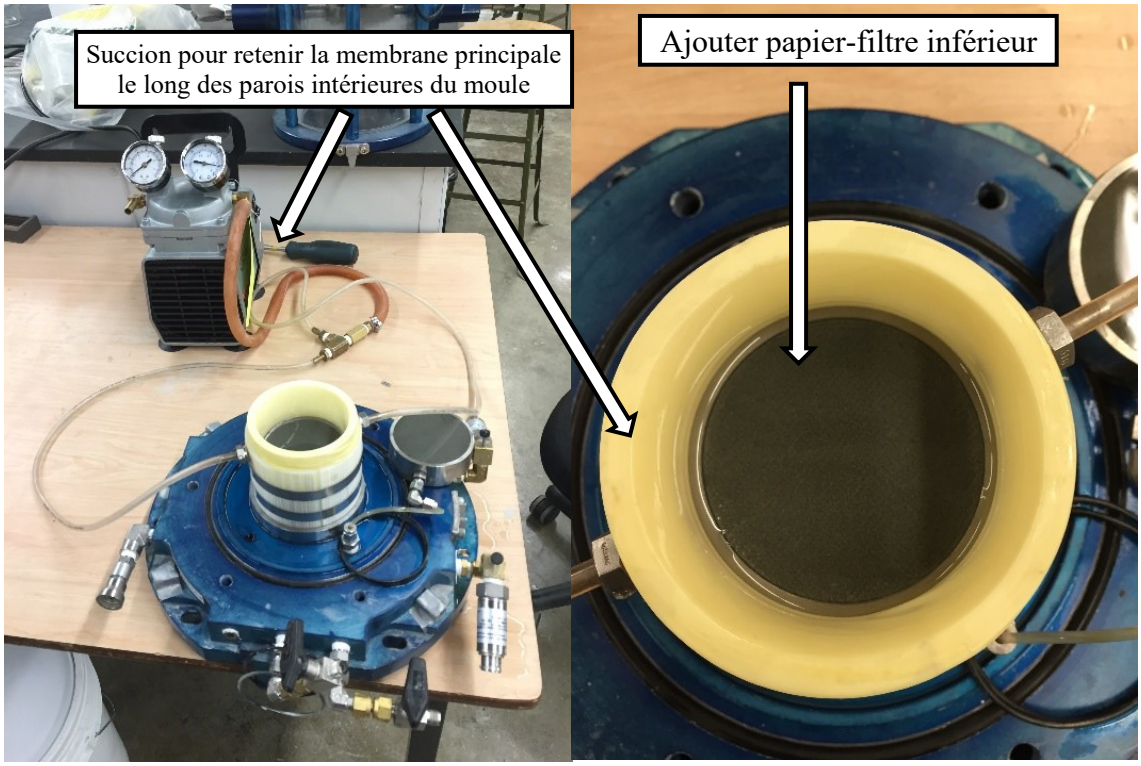
2-2 Mettre les 2 parties du moule en place en prenant soin que l'anneau de caoutchouc supérieur s'imbrique bien dans la rainure du moule de déposition. Ajouter 2 collets de serrages pour sécuriser le moule.



2-3 Brancher la pompe à vide aux 2 embouts du moule et replier la membrane sur le moule en prenant bien soin que la membrane adhère de façon adéquate sur les parois intérieures du moule de déposition.

2-4 Après avoir rempli le moule d'eau désaérée jusqu'à sa mi-hauteur, installer le papier filtre sur la pierre poreuse inférieure.

2-5 Mettre la demi-membrane par-dessus la membrane principale et la replier sur elle-même. Ajouter 2 anneaux de caoutchouc.



3- <u>Déposition hydraulique</u>

3-1 Ralentir la vitesse de rotation du moteur de manière à simplement empêcher les particules solides de sédimenter au fond de la cellule (environ 1 à 2 tours par seconde). Ceci est pour assure l'homogénéité du mélange lors de la déposition.

3-2 Retirer la succion en ouvrant tranquillement la valve de la cellule de désaération de façon à rétablir la pression atmosphérique à l'intérieur de celle-ci.

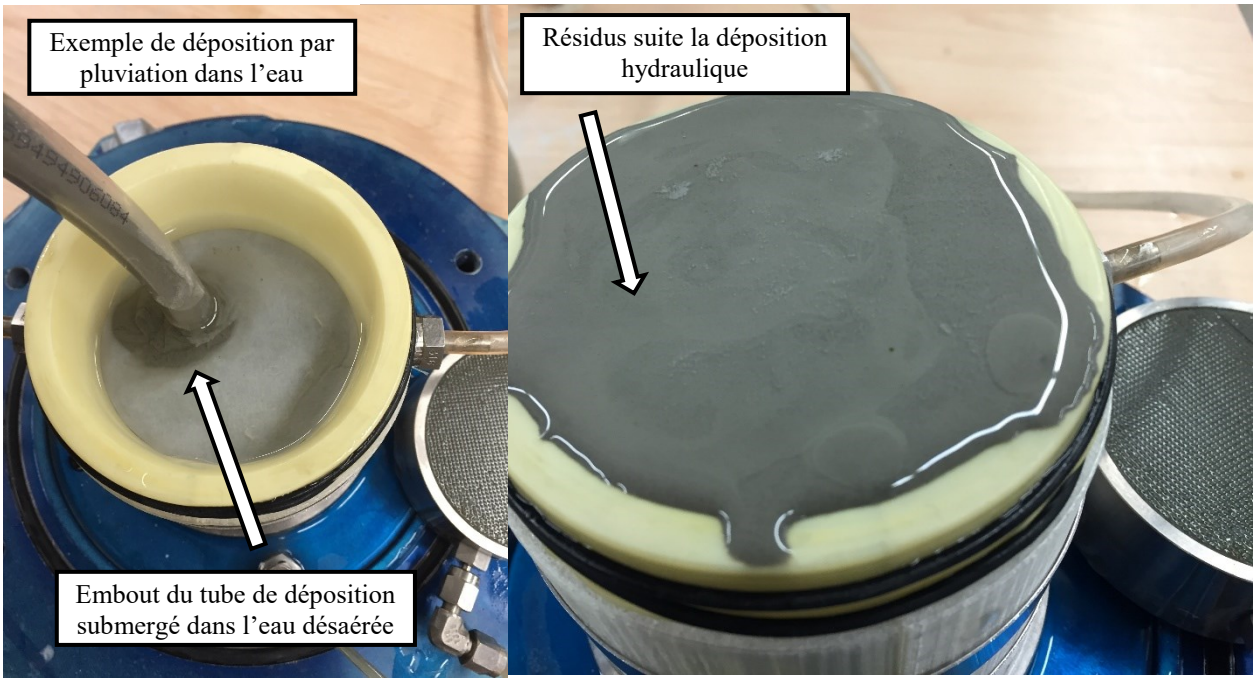
3-3 Appliquer une pression de 10 kPa dans la cellule.

3-4 Ouvrir tranquillement la valve inférieure de la cellule et submergée l'embout du tube de déposition dans l'eau désaérée du moule.

3-5 Remplir le moule en s'assurant qu'il n'y ait pas de bulle d'air dans la ligne de déposition et en soulevant l'embout de la ligne de déposition au fur et à mesure que le moule se rempli.

3-6 Placer le papier filtre sur la pierre poreuse supérieure du montage (saturée préalablement) et placer minutieusement celle-ci sur les résidus liquides.

3-7 Déplier la demi-membrane et combler l'espace entre celle-ci et la base supérieure du montage avec de l'eau désaérée. Rouler l'anneau de caoutchouc sur la partie supérieure du montage pour assurer un joint étanche.



4 Densification

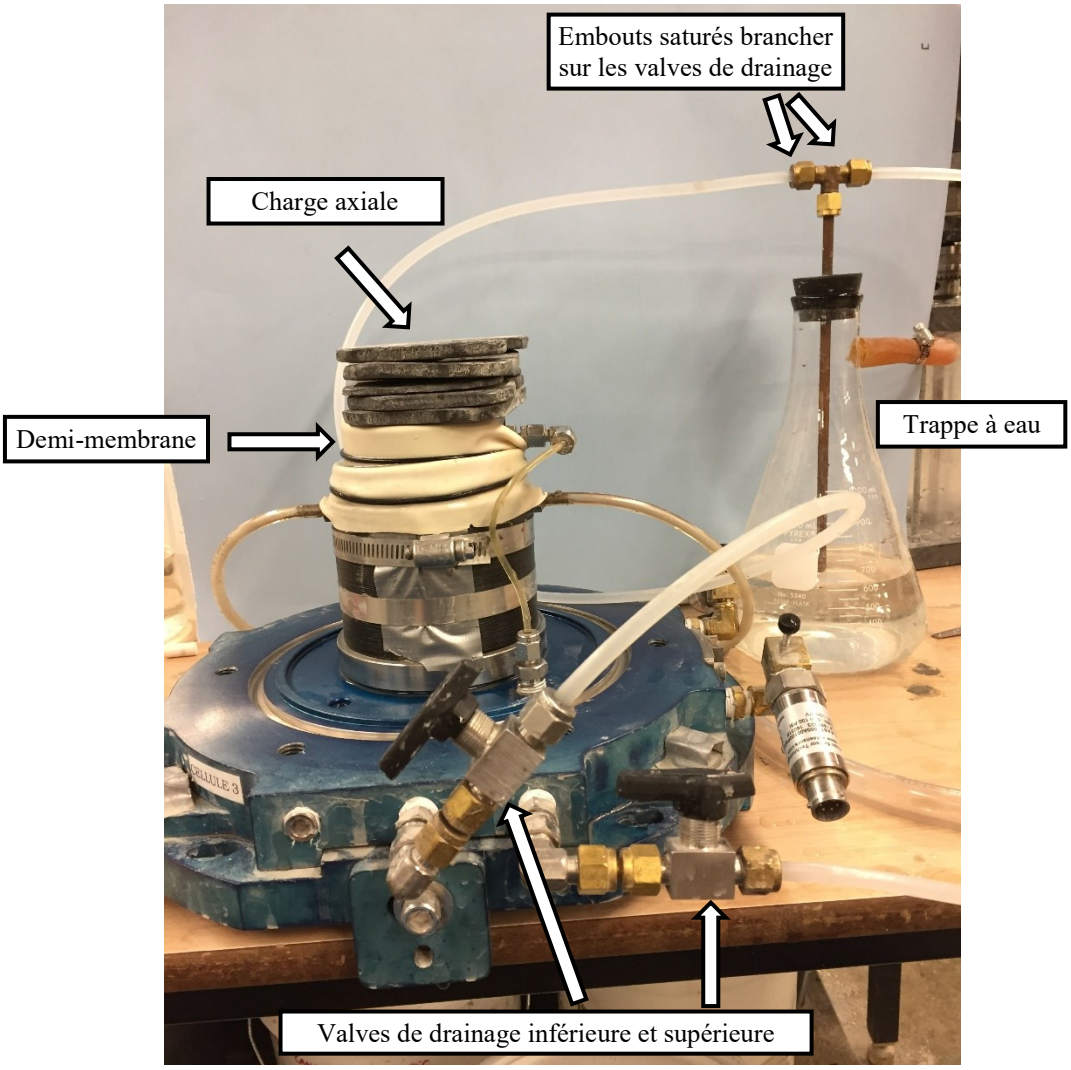
4-1 Appliquer une charge axiale d'environ 10 kPa (3,5 kg) sur la partie supérieure du montage.

4-2 Saturer 2 lignes attachées à la trappe à eau et les fixer aux valves de drainage supérieure et inférieure du montage.

4-3 Appliquer une succion de 8 kPa kPa et ouvrir simultanément les valves de drainage supérieure et inférieure du montage.

4-4 S'assurer que la partie supérieure du montage s'imbrique bien dans le moule de façon à toujours exercer une pression sur les matériaux. Si la partie supérieure du montage bloque sur les rebords du moule, l'échantillon aura une forme de sablier lorsque démoulé ou ne sera pas densifié.

4-5 Vérifier que l'eau en excès est bel et bien drainée dans la trappe à eau. Le processus se poursuit jusqu'à ce que l'eau en excès (eau qui n'est pas comprise dans les interstices des grains) soit drainée de façon à ce que l'échantillon puisse se supporter lui-même lors du démoulage.



5 Démoulage et mise en cellule

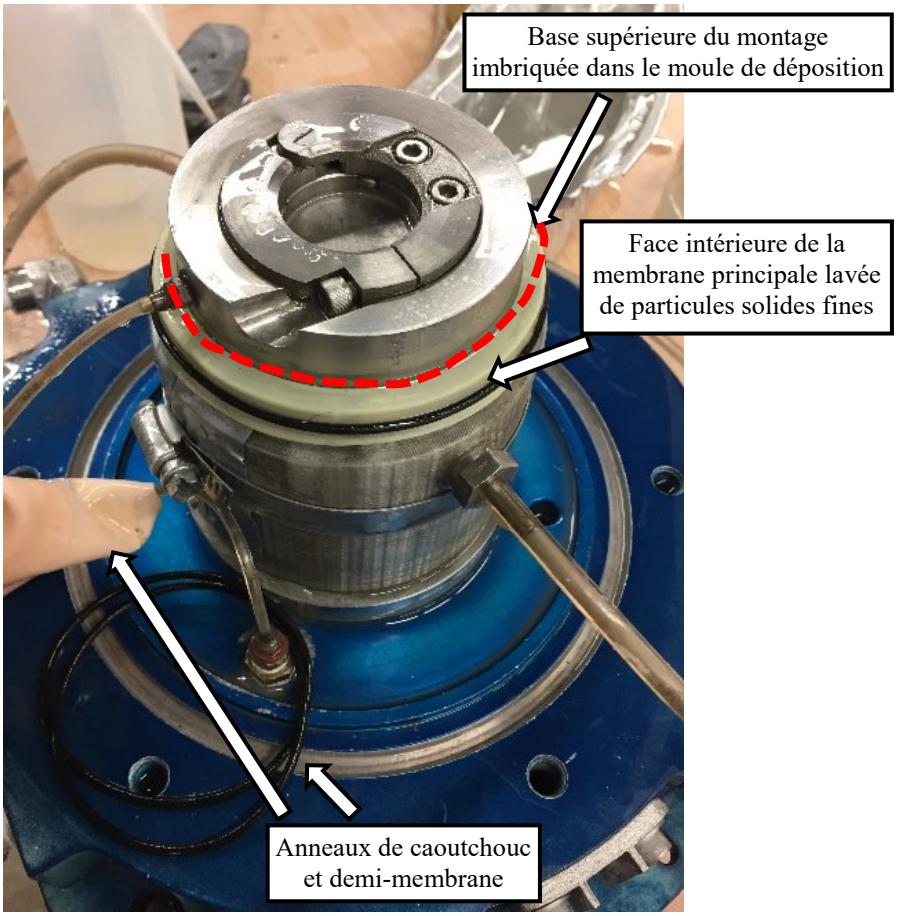
5-1 Vérifier que la partie supérieure du montage est bien imbriquée dans le moule.

5-2 Fermer les valves de drainage simultanément avant d'arrêter la pompe à vide. De cette façon, une légère succion procure une résistance additionnelle à l'éprouvette durant la phase de démoulage.

5-3 Retirer doucement la charge axiale, les conduits saturés et la demi-membrane.

5-4 Laver les particules solides présentes sur la face intérieure de la membrane principale à l'aide d'un flacon laveur remplie d'eau désaérée.

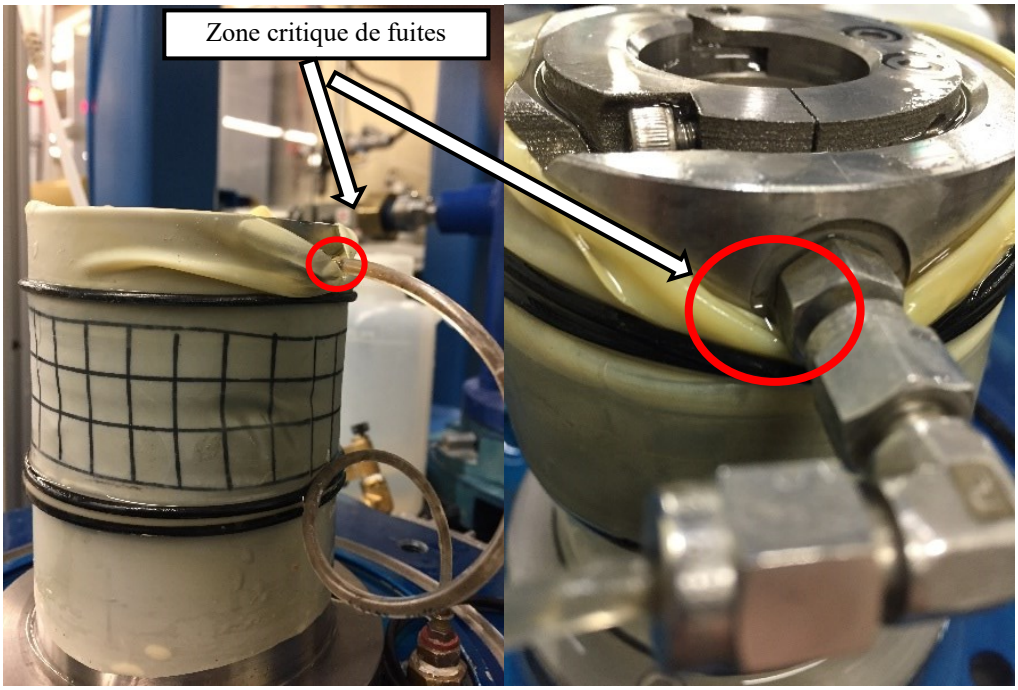
5-5 Apporter avec précaution le montage sur la table de montage du TxSS

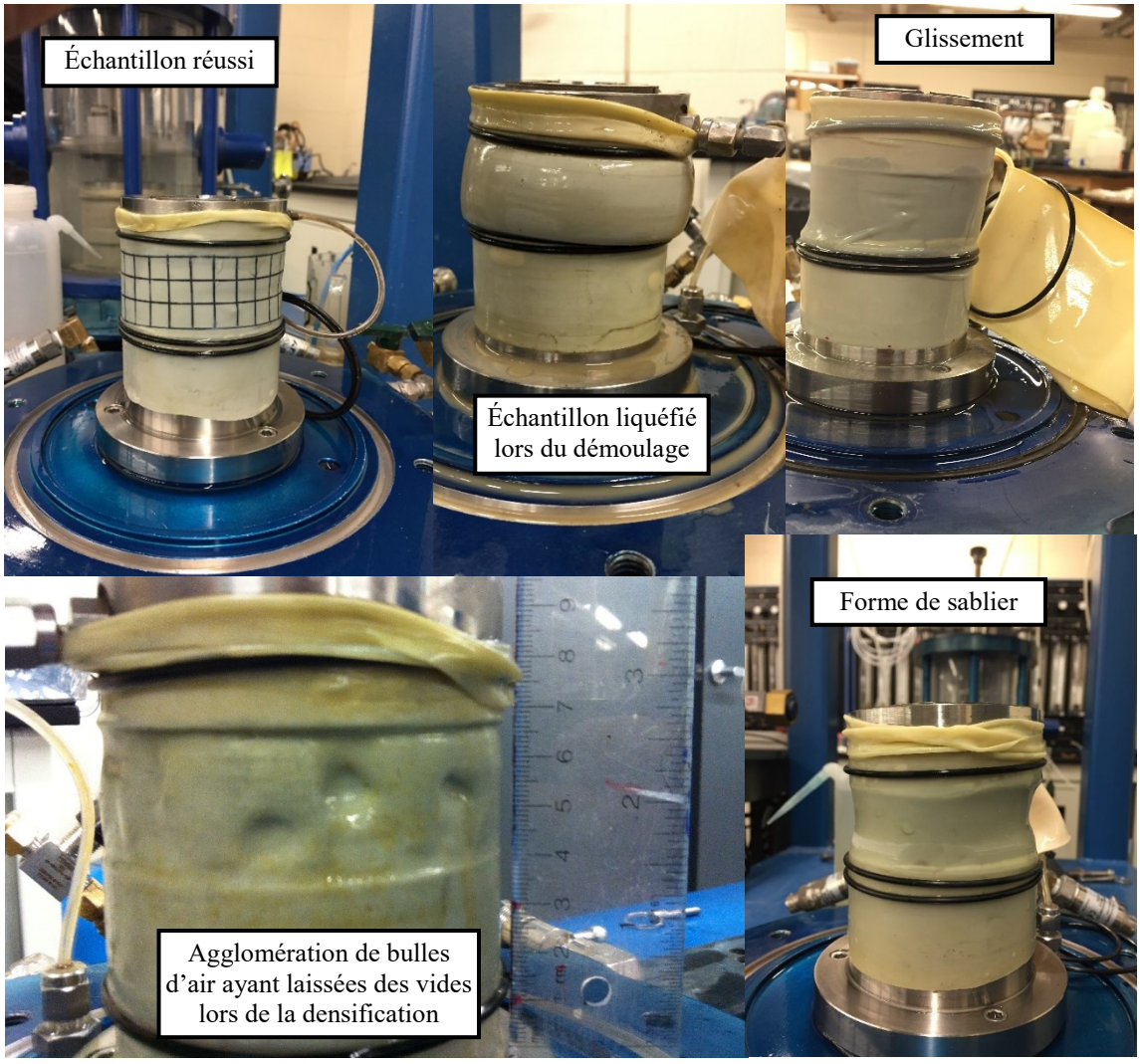


5-6 Replier la membrane principale et combler l'espace avec de l'eau désaérée avant de rouler l'anneau de caoutchouc vers le haut pour créer un joint étanche.

5-7 Retirer minutieusement le moule et analyser l'éprouvette pour toutes irrégularités. Les irrégularités surviennent le plus souvent lors de la phase de démoulage puisqu'à ce stade, l'échantillon n'est pas en mesure de résister à un effort externe. La moindre vibration ou choc peut causer l'effondrement de l'éprouvettes Si la partie supérieure du montage ne s'est pas bien imbriquée dans le moule, l'échantillon peut avoir une forme de sablier ou s'être densifié avec un mauvais alignement (cela complique la mise en cellule et peut même justifier la reprise du protocole de préparation des éprouvettes du début).

5-8 Vérifier que l'anneau de caoutchouc procure bel et bien un joint étanche. La zone près du canal de drainage de la partie supérieure du montage et une zone problématique (voir figure ci-dessous).


Zone critique de fuites

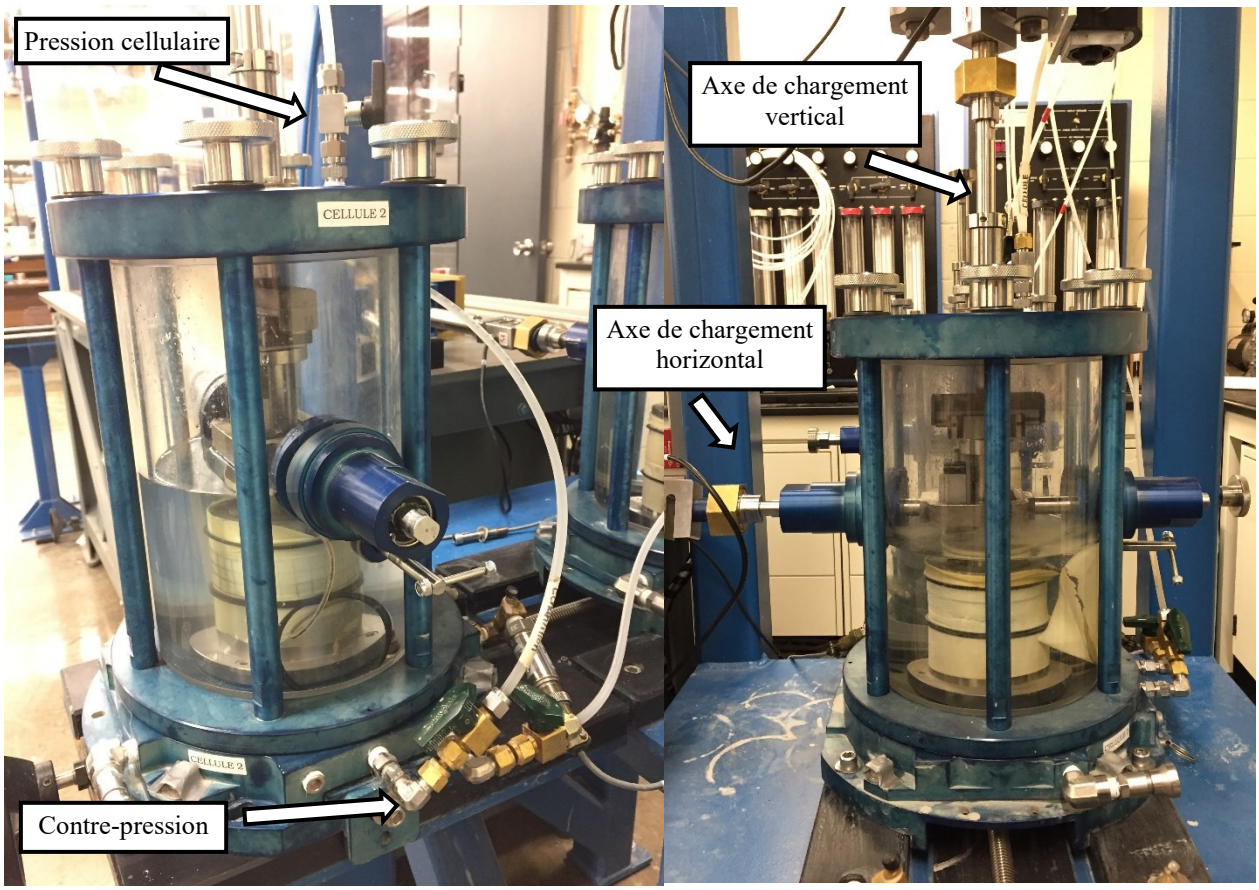

Échantillon réussi
Échantillon liquéfié lors du démoulage
Glissement
Agglomération de bulles d'air ayant laissées des vides lors de la densification
Forme de sablier

5-9 Mettre l'échantillon en cellule et remplir celle-ci avec de l'eau distillée jusqu'à un niveau ciblé de telle sorte que si le niveau dans la cellule diminue lors de la phase de circulation, de saturation ou de consolidation, cela indique une fuite dans la membrane.

5-10 Appliquer une pression de confinement cellulaire (σ_c) de 50 kPa et une contre-pression (u) de 40 kPa.

5-11 Purger l'échantillon par la pierre poreuse supérieure et observer s'il y a présence de bulles d'air dans le conduit. Si c'est le cas, répéter le processus périodiquement jusqu'à ce qu'il n'y ait plus d'air visible dans le conduit de purge.

5-12 Faire une mesure du coefficient des pressions interstitielles de Skempton. Si le degré de saturation est satisfaisant, laisser reposer 12 à 16 heures avant de passer à l'étape de consolidation. Sinon, augmenter la pression de confinement cellulaire (σ_c) par incrément de 15 kPa suivie de la contre-pression (u) et laisser reposer l'échantillon. Effectuer une autre mesure du B de Skempton une fois les pressions stabilisées et répéter le processus si le degré de saturation est insatisfaisant.



6 Essai cyclique

6-1 Amener la pression cellulaire et la contre-pression aux valeurs désirées pour l'essai cyclique. Par exemple, si l'essai est réalisé à $\sigma'_c = 100$ kPa et que l'échantillon a atteint la saturation sous une contre-pression de 200 kPa, augmenter pression de confinement cellulaire (σ_c) par incrément de 15 kPa jusqu'à 300 kPa. Laisser l'échantillon consolider au moins 1 heure et vérifier que les pressions interstitielles sont stables avant de mener l'essai. Mesurer la quantité d'eau de drainage lors de la consolidation (ΔV_c).

6-2 Fixer les axes de chargement axial et horizontal et vérifier que la lecture des cellules de charge horizontal est nulle.

6-3 Fixer les capteurs de déplacement axial et horizontal ainsi que les capteurs de pression.

6-4 Procéder à l'essai selon les paramètres désirés.

6-5 Ouvrir la valve de drainage de l'échantillon et mesurer le volume d'eau dissipé (ΔV_d) suite à l'essai.

6-6 Retirer l'axe de chargement vertical de la partie supérieure du montage et faire un essai à vide afin d'avoir les valeurs des pertes par frottement dans la machinerie.

7 Démontage

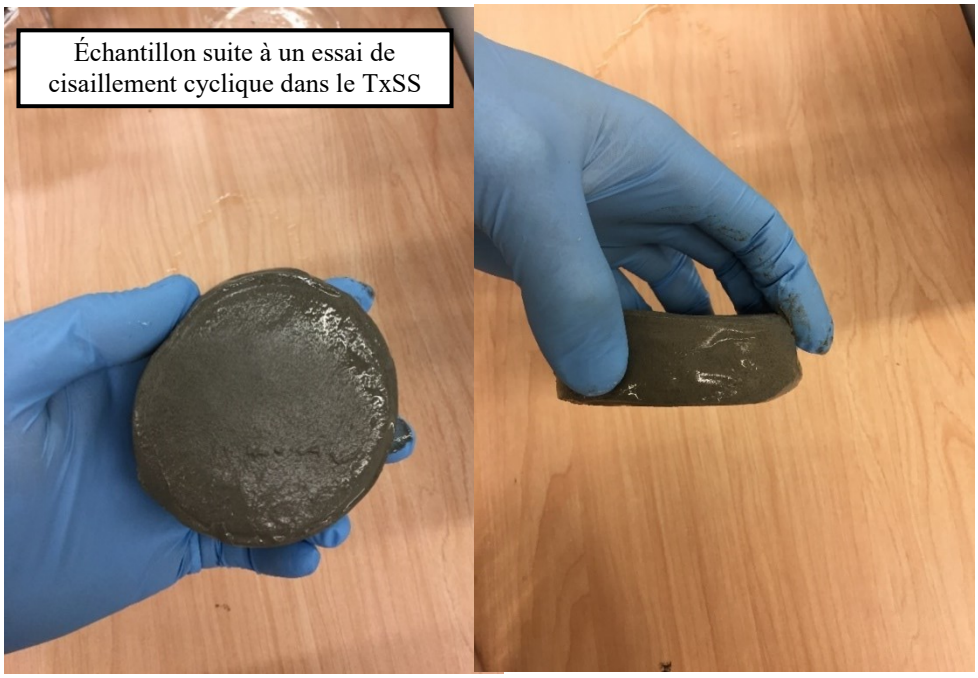
7-1 Amener graduellement la contre-pression à 0.

7-2 Amener graduellement la pression cellulaire à 0 et vider l'eau désaérée.

7-3 Démonter la cellule et mesurer l'échantillon avec un pied à coulisse (5 mesures de hauteur et 3 mesures de diamètre).

7-4 Mettre dans une tare allant au four et attendre 24 heures afin d'avoir la masse sèche totale.

8 Procéder à l'analyse des données (LabView, Excel, Grapher, FLAC, etc).



Recommandations :

1- Remplir une tare de référence lors de la mise en moule de l'échantillon.

2- Utiliser une burette sous vide branchée au système de drainage lors de la phase de densification.

3- Faire une mesure qualitative de dimensions de l'échantillon avant la mise en cellule.

4- Si possible, mesurer les déformations axiales et les changements de volume de façon continue lors des phases de circulation et de saturation.

5- Mesurer les changements de volume et la déformation axiale lors de la phase de consolidation.

6- Mesurer les déformations axiales lors de l'essai cyclique.

7- Mesurer les déformations axiales et le changement de volume lors de la phase de dissipation des pressions interstitielles.

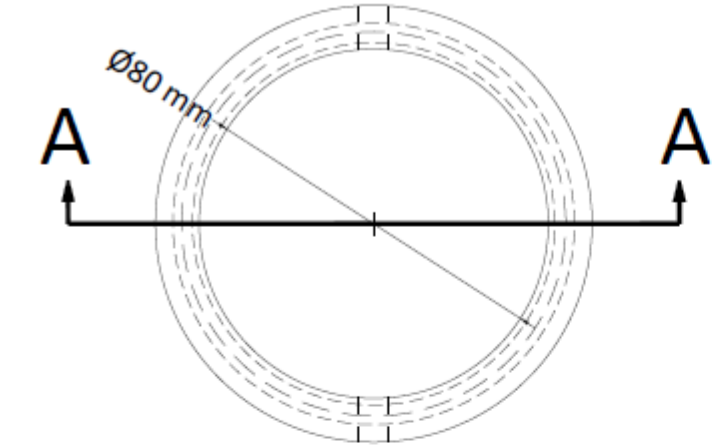
8- Faire une mesure de l'échantillon suite au démontage de la cellule et peser la masse sèche des particules solides.

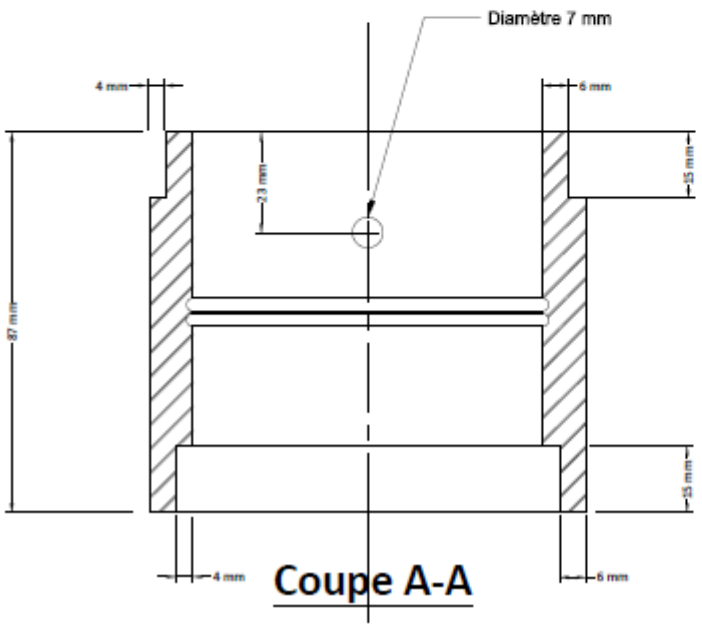
9- Utiliser les données initiales et les données finales afin de calculer les dimensions et l'indice de vide de l'échantillon et vérifier une certaine concordance.

Il est important d'être en mesure de suivre les variations de volume et de dimensions en tout point du protocole de préparation à l'essai de cisaillement cyclique. Notamment, l'appareillage de compression triaxial à Polytechnique permet de mesurer les changements de volume durant la phase de densification des éprouvettes et une burette graduée sous vide permet de mesurer précisément les volumes d'eau sortant

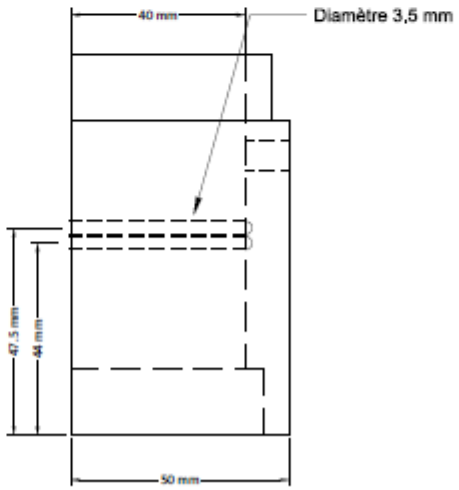
ANNEXE H – CONCEPTION DU MOULE DE DÉPOSITION HYDRAULIQUE POUR LE TXSS PAR IMPRESSION 3D

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF





Coupe A-A



NOTES GÉNÉRALES

0	Conception initiale	2016/07/26

A en détail
detail no.
B en détail à l'échelle détail
échelle
sheet no. — where detail required
C en détail à l'échelle détail
sheet no. — where detailed

Projet
École Polytechnique de Montréal
2900 boul. Édouard-Montpetit, Montréal, QC H3T 1J4

Essais cycliques au TxSS

Conception du moule-maison pour déposition dans l'eau

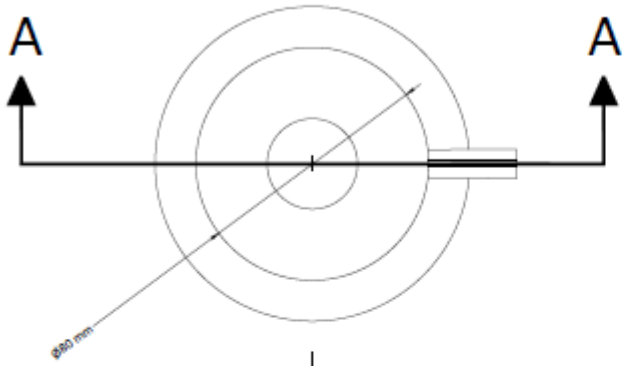
Dessiné par / Drawn by: Xavier Archambault-Allwin — 2016/07/26
Approuvé par / Approved by: Xavier Archambault-Allwin — 2016/07/26
Échelle / Scale: 1:1
Nom du projet / Project phase:
Nom du fichier / File name: Moule_TxSS-2
Numéro de plan / Plan no: TxSS-01-02-0
Numéro page / Sheet no: 1

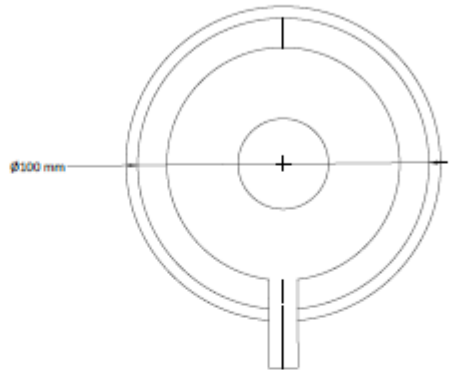
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

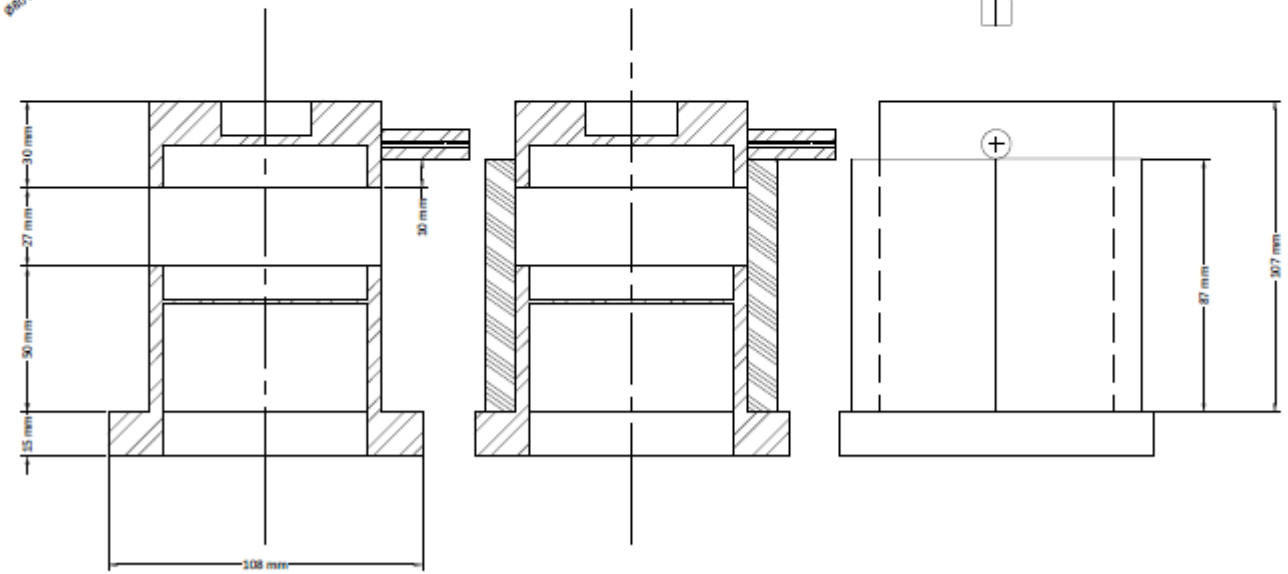
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Vue en plan avec moule







Coupe A-A Coupe A-A avec moule Moule

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

NOTES GÉNÉRALES

0	Conception initiale	2016/07/

École Polytechnique de Montréal
2900 boul. Édouard-Montpetit,
Montréal, QC H3T 1J4

Essais cycliques au TxSS

Conception du moule-maison pour déposition dans l'eau

Dessiné par / Drawn By: Xavier Archambault-Allwin	Date: 2016/07/14
Approuvé par / Approved By: Xavier Archambault-Allwin	Date: 2016/07/14
Échelle / Scale: 2:3	Phase du projet / Project phase:
Nom du dessin / Drawing name: Moule_TxSS-1	
Numéro de plan / Plan no.: TxSS-01-01-0	Numéro page / Sheet no.: 1

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

ANNEXE I – THE INFLUENCE OF BACK PRESSURE ON THE CYCLIC RESISTANCE OF TAILINGS USING THE TRIAXIAL-SIMPLE SHEAR DEVICE

The influence of back pressure on the cyclic resistance of tailings using the triaxial-simple shear device



Xavier Archambault-Alwin, Michael James
Research Institute on Mines and Environment UQAT-Polytechnique, Montréal, Québec, Canada
Mourad Karray
Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada
Mohamed Chekired
Institut de recherche d'Hydro-Québec, Varennes, Québec, Canada

ABSTRACT
A laboratory test program on the dynamic behavior of tailings was conducted using an innovative testing apparatus developed by the Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) and the University of Sherbrooke, the triaxial-simple shear device (TxSS). Back pressure is used in laboratory testing for the saturation of specimens and the fine grain size of mine tailings makes its use very convenient. However, in undrained cyclic triaxial testing, back pressure is known to affect the cyclic resistance. Prior to a laboratory test program on the dynamic behavior of tailings, ten cyclic tests were performed at an effective confining stress of 100 kPa with back pressures ranging from 50 to 400 kPa to evaluate the influence of the back pressure on the dynamic behavior of the tailings in TxSS testing. The back pressure was found to have no appreciable effect on the cyclic behavior of the tailings.

RÉSUMÉ
Un programme de laboratoire sur le comportement dynamique des résidus miniers a été réalisé à l'aide d'un appareil unique et innovateur conçu par l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) et l'Université de Sherbrooke, l'appareil triaxial-simple shear (TxSS). La contre-pression est utilisée dans le laboratoire pour la saturation des échantillons et en raison de la granulométrie fine des résidus, l'utilisation de contre-pression est convenable. Cependant, dans les essais cycliques triaxiaux, il est connu que la contre-pression a un effet sur la résistance cyclique. Préalablement à un programme de laboratoire sur l'étude du comportement dynamique des résidus, 10 essais de cisaillement cyclique ont été réalisés sous une contrainte de confinement effective de 100 kPa avec des valeurs de contre-pressions allant de 50 à 400 kPa afin d'évaluer l'influence de celle-ci sur comportement dynamique des résidus testés avec le TxSS. Il a été démontré que la contre-pression n'avait pas d'effet sur la résistance cyclique des résidus miniers testés.

1. INTRODUCTION

Laboratory testing is a key element of geotechnical engineering. However, the applicability of laboratory test results to field conditions is dependent on their ability of the testing to reasonably well simulate critical aspects of the condition of the soil (e.g. method of deposition, density or saturation) and loading conditions (e.g. shear or loading frequency) that influence the response of the soil.

Earthquake activity is one of the leading causes of tailings impoundment failure. A review of ICOLD (2001) indicates that of 145 tailings impoundment failures where the cause of failure is known, 19 were due to earthquake activity with seismically-induced liquefaction of the tailings being a contributing factor in many of these failures. The longevity of tailings impoundments means that they will likely experience significant seismic loading at some point in their life cycles (operations or closure). More recently, the 2015 Bento Rodrigues Tailings Dam failure highlighted the catastrophic consequences of tailings dams failures and why their stability is critical (Morgenstern et al. 2016).

As part of an extensive collaborative research and development project, the Research Institute on Mines and Environment UQAT-Polytechnique conducted undrained cyclic shear tests on tailings from the Canadian Malartic Mine near Val d'Or (Quebec) using an innovative device developed by the Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) and the Université de Sherbrooke, the triaxial-simple shear device (TxSS). This paper describes the testing and analysis conducted to assess the influence of back pressure on the dynamic behavior of the tailings prior to the main program of laboratory testing. The results indicate that the back pressure had no effect on the dynamic behavior of the specimens, which confirms that the cyclic loading is essentially in shear with no significant compressive component.

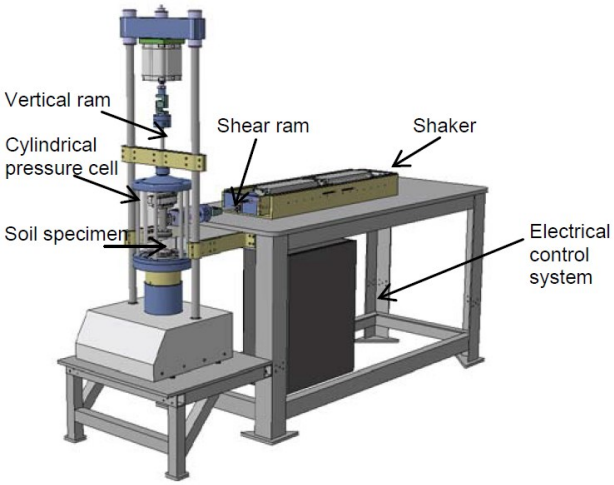


Figure 1: Schematic of the TxSS device (for Chekired et al. 2015)

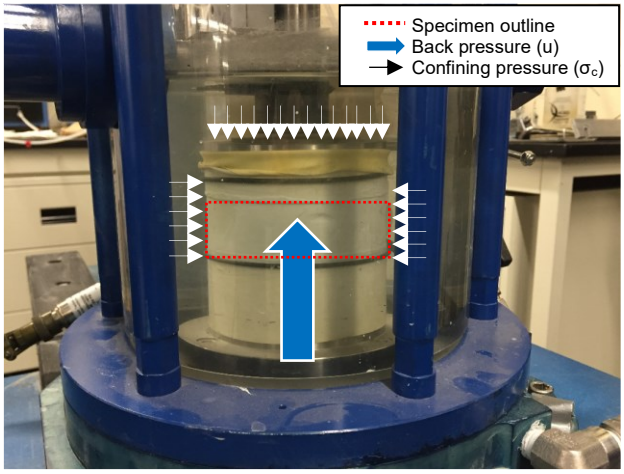


Figure 2: Close-up of a specimen in the TxSS device

2. PROBLEMATIC

Cyclic triaxial and cyclic simple shear devices (CSS) are the most common means of evaluating the dynamic behavior of soils in the laboratory. These apparatuses have their advantages and disadvantages and predict different resistances to liquefaction for similar soil specimens. For example, a CSS test typically produces liquefaction in fewer cycles than a cyclic triaxial test for a given soil and the devices require different correction factors to compare the results to field conditions (Vaid and Sivathayalan 1996).

The CSS device allows for cyclic rotation of the principal stresses during loading and doesn't require complete saturation of the specimen. CSS tests are conducted using mechanically-imposed constant volume conditions and excess pore water pressure is derived from the measured changes in vertical stress during loading. Its disadvantages are that the horizontal stress is neither measured nor imposed (K_O conditions are assumed), pore water pressure is not directly measured and stress concentrations may develop due to boundary conditions. As for the cyclic triaxial test, it allows for direct measurement of pore water pressure and permits isotropic or anisotropic consolidation. A disadvantage is that the principal stresses may instantaneously alternate between the horizontal and the vertical (Donaghe and Gilbert 1983). Furthermore, the deviatoric load increment applied axially adds a compressive component that may affect the behavior of the specimen(Bhatia et al. 1985).

The use of back pressure in laboratory testing is to ensure the saturation of the specimens by dissolving any air in the pore water. The typically very fine grain size of tailings can make achieving full saturation difficult and the use of back pressure is necessary in most cases. Studies conducted on clean and silty sands observed that the use of back pressure in undrained cyclic triaxial testing significantly affects the cyclic resistance (Okamura 2006; Poncelet 2012; Xia and Hu 1991).

3. TRIAXIAL-SIMPLE SHEAR DEVICE

An innovative device developed by the Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) and the Université de Sherbrooke combines the properties of the triaxial and the simple shear devices. The triaxial-simple shear device (TxSS) includes a triaxial cell where a shear load can be applied horizontally or a compression load can be applied vertically to the top of the specimen. Its advantages are that it permits true shear tests on saturated specimens. It is possible to directly measure the degree of saturation of a specimen and the development of excess pore water pressure during testing. Also, it allows for a continuous cyclic rotation of the principal stress axes. TxSS tests can be conducted under isotropic or anisotropic consolidation conditions. Optionally, the specimen can also be confined with the use of annular metal rings so that the device functions like a conventional cyclic direct simple shear device. The shear ram and electrical control system permit monotonic and cyclic loading to frequencies of up to 10 Hz. During testing, vertical and horizontal load cells measure the force applied to the specimen. Pressure gages measure the pore water pressure and cell pressure and displacement transducers measure horizontal and vertical displacements (Chekired et al. 2015). Figure 1 is a schematic of the TxSS device. A typical TxSS specimen is shown in Figure 2.

4. MATERIAL AND METHODOLOGY

When hydraulically deposited, tailings can form a quasi-stable structure that makes them very susceptible to static liquefaction. This behavior is typical of contractive, cohesionless hydraulically-deposited soils (Garga & McKay 1984; Vaid and Chern 1985; Vick 1990; Erten and Maher 1995; Qiu and Seg 2001; James et al. 2011; Contreras 2013)

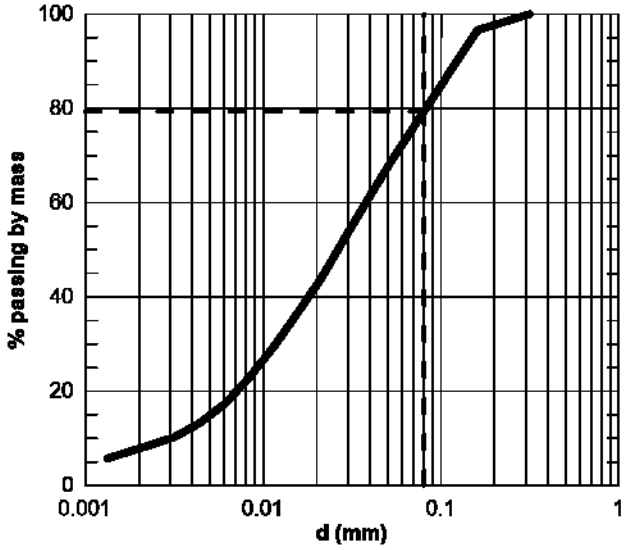


Figure 3. Grain size distribution of the tailings

The grain size distribution of the tailings is presented on Figure 3 and the characteristics of the tailings are summarized in Table 1. These tailings are basically nonplastic silt with some fine-grained sand.

To evaluate the effect of back pressure on the cyclic resistance of tailings using the TxSS device, ten tailings specimens were prepared using a protocol that simulates the hydraulic deposition of tailings (Poncelet 2012). This technique simulates hydraulic deposition and can produce complete saturation without the use of back pressure.

Following deposition, the specimens were isotropically consolidated to effective confining pressures of about 100 kPa with back pressures ranging from 50 to 400 kPa.

Table 1. Characteristics of the tailings

Characteristic	Value	Notes
Fines content, FC	79%	ASTM D1140-14
Relative density, D_r	2.71	ASTM D854-14
Internal friction angle, Φ'	36° 38°	ASTM D3080-11 Grimard et al. (2017)
Cohesion, c'	0	ASTM D3080-11 ASTM D4318-10
e_{min}	0.45	ASTM D1557-12
e_{max}	1.49	ASTM D4254-16

Two series of cyclic tests were conducted, Series 1 consisted of five specimens subjected to uniform cyclic displacements of 0.150 mm (γ_{cyc} varied from 0.388 to 0.435%) and Series 2 of five specimens with displacements of 0.250 mm (γ_{cyc} varied from 0.777 to 0.866%), where γ_{cyc} is the uniform cyclic shear strain (horizontal displacement at the top of the specimen divided by its height after consolidation). All tests were performed at a frequency of 1 Hz. The excess pore water pressure, Δu, the horizontal and vertical forces and the variations in specimen height were measured during testing. The initiation of liquefaction was defined as the development of an excess pore water pressure ratio of 0.9. This definition is based on observation of many previous tests where the specimens underwent large deformation and strength loss at r_u values of 0.9 (Archambault-Alwin et al. 2017; Khashila et al. 201).

The properties of the specimens and the testing parameters are presented in Table 2. In this table, σ_c is the confining pressure, u is the back pressure and γ_{cyc} is the cyclic shear strain. Skempton's B value, $\Delta u/\Delta\sigma_c$, was measured before consolidation and is also given in Table 2

Table 2: Testing parameters and specimen properties.

Series	Test ID	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	γ_{cyc} (%)	N_{LIQ}	e_c	I_{D-c} (%)	ρ_{sat-c} (kg/m³)	CSR_{MAX}
1	TxSS-S-10	250	150	95.5	0.94	0.418	61.1	0.56	89.2	2 095	0.197
	TxSS-S-12	250	150	95.5	0.94	0.408	59.8	0.57	88.4	2 089	0.195
	TxSS-S-13	500	400	91.9	0.98	0.435	51.6	0.53	91.9	2 114	0.193
	TxSS-S-14	150	50	86.4	0.94	0.425	65.8	0.56	89.9	2 100	0.278
	TxSS-S-15	200	100	93.0	0.94	0.388	37.7	0.59	86.3	2 074	0.158
2	TxSS-S-17	200	100	92.9	0.97	0.803	8.6	0.59	86.9	2 078	0.195
	TxSS-S-18	250	150	95.0	0.95	0.787	15.5	0.53	92.8	2 121	0.290
	TxSS-S-20	150	50	96.5	1.00	0.866	18.6	0.50	95.2	2 140	0.314
	TxSS-S-21	400	300	95.0	0.93	0.794	12.0	0.54	91.5	2 111	0.262
	TxSS-S-22	300	200	98.2	0.95	0.777	13.1	0.54	91.5	2 112	0.230

ρ_{sat-c}: Total density after consolidation.
I_{D-c} (%): Density index after consolidation.
CSR_{MAX}: Maximum cyclic stress ratio (developed during the first loading cycle).

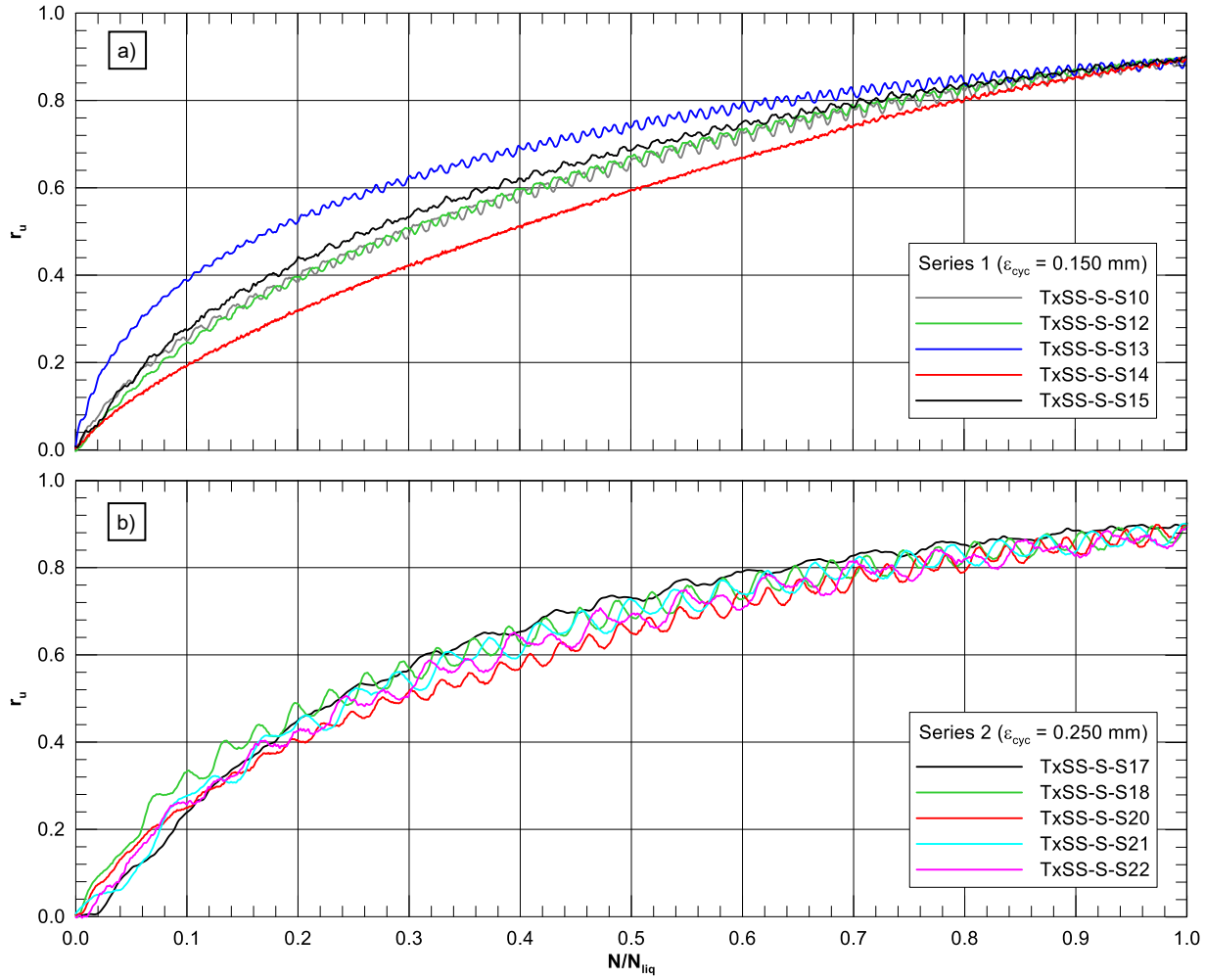


Figure 4. Normalized excess pore water pressure ratio for specimens tested with: a) Cyclic displacement of 0.150 mm (Series 1) and b) Cyclic displacement of 0.250 mm (Series 2).

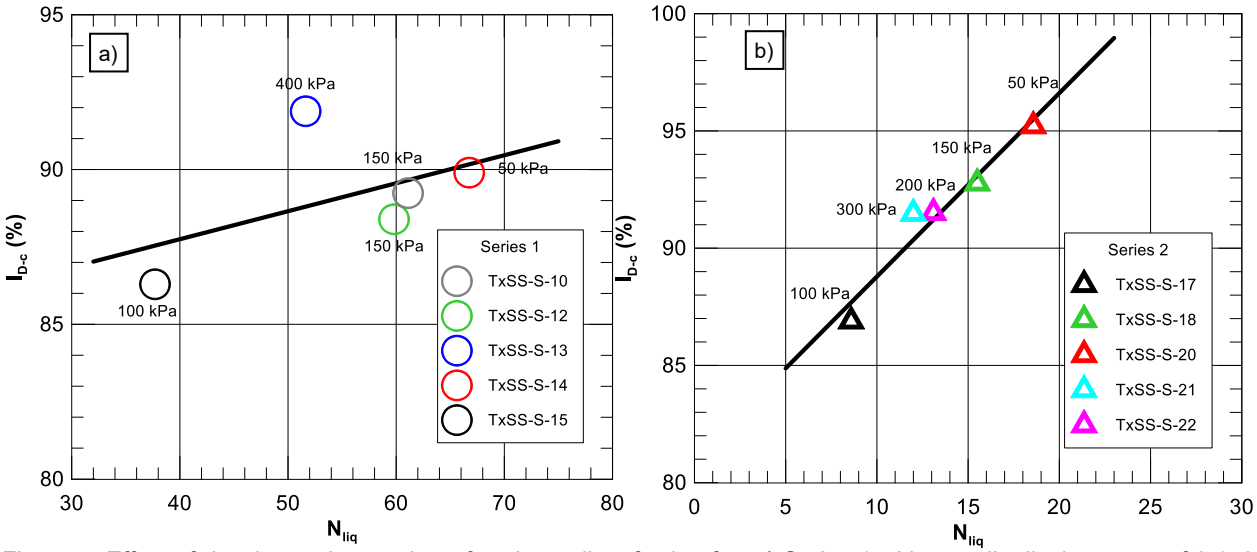


Figure 5. Effect of density on the number of cycles to liquefaction for: a) Series 1 with a cyclic displacement of 0.150 mm, and b) Series 2 with a cyclic displacement of 0.250 mm.

5. LABORATORY TEST RESULTS

The laboratory test results are summarized in Table 2. For the first series (cyclic displacement of 0.150 mm) the void ratios (after consolidation) varied from 0.53 to 0.59, the cyclic shear strains varied from 0.388% to 0.435%, due to differences in specimen height. The number of cycles to liquefaction varied from 37.7 to 61.1. For the second series (cyclic displacement of 0.250 mm) there were similar variations in the void ratios, cyclic shear strains and number of cycles to liquefaction. On average, it took 55.2 cycles of loading to liquefy the specimens of Series 1 and 13.7 for Series 2. This difference is due to the different magnitudes of the cyclic displacement (strain) applied to the two series.

The differences in the N_{LIQ} values within a series may be due to differences in the cyclic loading, consolidation stress, density or back pressure. Recall that the objective here is to determine the influence, if any, of the back pressure on the cyclic behavior. The details of the main program of laboratory testing are presented in Archambault-Alwin et al. (2017).

6. ANALYSIS AND DISCUSSION

To evaluate the influence of back pressure on the cyclic testing with the TxSS, the differences in excess pore water pressure development and cyclic resistance, in terms of the number of cycles to liquefaction, were evaluated with respect to the density index and the cyclic shear strain and the effect of back pressure was isolated.

6.1 Excess pore water pressure development

The evolution of excess pore water pressure during these tests is shown in Figure 4, which presents the normalized number of cycles of loading (the ratio of the number of cycles, N, to N_{LIQ}) versus the r_u. Figure 4a is
for Series 1 and Figure 4b is for Series 2. When normalized by N/N_{LIQ}, the excess pore water pressure development during cyclic loading is similar for each series of tests. This indicates that the important differences in the back pressures (50 to 400 kPa) had no appreciable effect on the general trend of excess pore water pressure development.

6.2 Density Index

Figures 5a and 5b present the number of cycles to liquefaction versus the density index for Series 1 and 2, respectively, with the back pressures labelled next to the data points. Both series indicate increasing resistance with increasing density index in a relatively linear manner. There is no indication of any influence of the back pressure. The back pressure does not seem to affect the number of cycles to liquefaction as there is no correlation or trend between the back pressures and the number of cycles to liquefaction for either series.

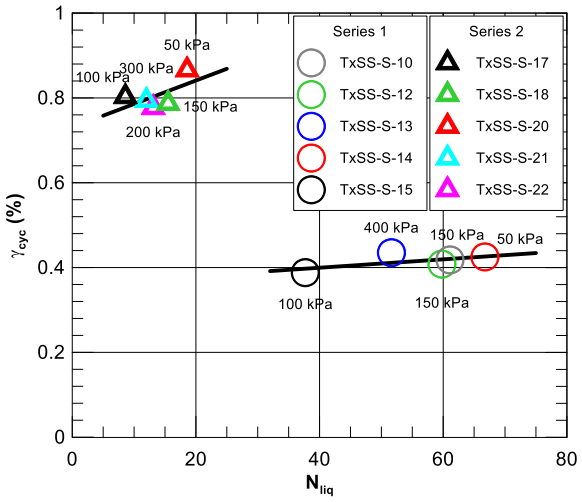


Figure 6. Effect of shear strain amplitude on the number of cycles to liquefaction.

6.3 Shear Strain Amplitude

The number of cycles to liquefaction versus the cyclic shear strain amplitude of both series are plotted in Figure 6. As noted, the greater cycle shear strain amplitudes of Series 2 resulted in liquefaction in much fewer cycles of loading than Series 1. Both sets of data seem to indicate increasing number of cycles with increasing shear strain amplitude, which is counter intuitive. However, a review of the densities indices (see Table 2) indicates that the increasing number of cycles is probably due to the density of the specimens. For example, the density indices of TxSS-S-20 and TxSS-S-13 are the highest of their respective series and they required more cycles of strain to liquefy. This trend is also shown in Figures 5a and 5b. The data point labels on Figure 6 are the back pressures. They do not seem to have had any effect on the number of cycles to liquefaction.

6.4 Other considerations

There are few references on the effect of back pressure in triaxial testing. Xia and Hu (1991) observed that the use of back pressure in undrained cyclic triaxial tests on Toyoura sand resulted in increased resistance to liquefaction. On the other hand, Okamura and Soga (2006) found that the use of back pressure in undrained cyclic triaxial tests led to decreased liquefaction resistance. Also, undrained cyclic triaxial tests performed by Poncelet (2012) on Demers sand showed that the back pressure influenced its resistance to liquefaction. Two tests performed under the same conditions apart from the back pressure produced specimens that liquefied in 20 cycles with a back pressure of 100 kPa and 13 cycles without back pressure.

6.5 An effect of compressive loading

The fact that there is no effect from the back pressure in TxSS tests in comparison to conventional cyclic triaxial

tests is due to in the way that the shear force is applied. In the latter, it is induced by means of deviatoric axial load and therefore has a compressive component. Given that the reaction of a soil subjected to compressive load is a tendency for volume change (contraction or dilation), in undrained loading there is a change in pore water pressure rather than volume. The magnitude of the pore water pressure change during undrained compressive loading is directly related to the bulk moduli of the soil skeleton and of the pore water. The bulk modulus of an element of saturated soil is:

$$K_u = K + \frac{K_w}{n} \qquad [1]$$

where K is the bulk modulus of the soil, K_w is the bulk modulus of water and n is the porosity of the soil.

The generation of excess pore water pressure in undrained loading with a compressive component, as in triaxial testing, is thus affected by the bulk modulus of water and the porosity of the soil. For loose soil, such as hydraulically deposited tailings, the factor K_w/n can be more important than the bulk modulus of the soil. Furthermore, the bulk modulus of water increases incrementally with increasing back pressure.

The undrained cyclic loading of soils produces both pore water pressure increases and decreases during each loading cycle, as shown on Figure 4 (see also James et al. 2011 and Archambault-Alwin et al. 2017). However, the overall development in the pore water pressure is usually predominated by the pore water pressure increases. The exact effect of back pressure in undrained cyclic triaxial testing on the cyclic resistance is unknow.

7. CONCLUSION

The laboratory testing and the subsequent analysis of the results indicate that in undrained cyclic testing with the triaxial-simple shear device, the level of back pressure used has no effect on the dynamic behavior in terms of excess pore water pressure generation or of the liquefaction resistance of the soil. This confirms that the shear loading does not contain a compressive component that would evoke a volumetric response of the specimen.

8. AXCKNOLEDGMENTS

The authors acknowledge the support of the many partners involved in the Collaborative Research and Development Project aimed at evaluating the effect of waste rock inclusions on the performance of tailings impoundments piloted by the Research Institute on Mines and Environment UQAT-Polytechnique along with support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC). Also, Hydro-Québec's research institute for allowing the use of the TxSS device.

Additional information on the research project is provided in James et al. (2017).

9. REFERENCES

Archambault-Alwin, X., James, M., Karray, M., and Chekired, M. 2017. Analysis of cyclic testing of tailings using the triaxial-simple shear (TxSS) apparatus. *In Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 8.

ASTM-D854-14. 2014. *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. p. 8.

ASTM-D1140-14. 2014. *Determining the Amount of Material Finer than 75-µm (No. 200) Sieve in Soils by Washing*. p. 6.

ASTM-D1557-12. 2012. *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 (2,700 kN-m/m3))*. p. 14.

ASTM-D3080-11. 2012. *Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. p. 9.

ASTM-D4254-16. 2016. *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*. p. 9.

ASTM-D4318-10. 2010. *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. p. 16.

Bhatia, S.K., Schwab, J., and Ishibashi, I. 1985. Cyclic Simple Shear, Torsional Shear and Triaxial: A Comparative Study. In Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions. *Proceedings of a session held in conjunction with the ASCE Convention*. ASCE, Detroit, MI. pp. 232-254.

Biot, M.A. 1941. General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics* 12(2): 155-164.

Biot, M.A. 1955. Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid. *Journal of Applied Physics* 26(2): 182-185.

Bussiere, B. 2007. Colloquium 2004: Hydrogeotechnical Properties of Hard Rock Tailings from Metal Mines and Emerging Geoenvironmental Disposal Approaches. *Canadian Geotechnical Journal* 44(9): 1019-1052. doi: 10.1139/T07-040.

Chekired, M., Lemire, R., Karray, M., and Hussien, M.N. 2015. Experiment Setup for Simple Shear Tests in a Triaxial Cell: TxSS. *In Geo Quebec*, Quebec, QC. p. 7.

Contreras, C.A. 2013. A Laboratory Investigation of the Cyclic Resistance of Tailings. *In Geo Montreal*, Montreal, QC. p. 8.

Donaghe, R.T., and Gilbert, P.A. 1983. Cyclic Rotation of Principal Planes to Investigate Liquefaction of Sands. DTIC Document

Erten, D., and Maher, M.H. 1995. Cyclic Undrained Behavior of Silty Sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 14(2): 115-123. doi: 10.1016/0267-7261(94)00035-F.

Garga, V.K., and McKay, L.D. 1984. Cyclic Triaxial Strength of Mine Tailings. *Journal of Geotechnical Engineering* 110(8): 1091-1105.

Grimard, L.-P., and James, M. 2017. A study of the static liquefaction of tailings. *In Geo Ottawa*, Ottawa, ON. p. 8.

ICOLD. 2001. *Tailings Dams Risks of Dangerous Occurences: Lessons Learnt from Practical Experiences*. United Nations Environmental Program, Paris, Fr.

Itasca Consulting Group Inc. 2016. *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua. In Ver. 8.0*. Itasca, Minneapolis, MN.

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., and Wilson, G.W. 2011. A Laboratory Investigation of the Dynamic Properties of Tailings. *Canadian Geotechnical Journal* 48(11): 1587-1600. doi: 10.1139/t11-060.

Khashila, M., Hussien, M.N., Karray, M., and Chekired, M. 2015. Evaluation of Equivalent Cycle Liquefaction Concept Based on TxSS Test Results. *In Geo Quebec*, Quebec, QC. p. 8.

Morgenstern, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B., and Watts, B.D. 2016. *Report on the Immediate Cause of the Failure of the Fundão Dam*. The Fundao Tailings Dam Investigation.

Okamura, M., and Soga, Y. 2006. Effects of Pore Fluid Compressibility on Liquefaction Resistance of Partially Saturated Sand. *Soils and Foundations* 46(5): 695-700.

Poncelet, N. 2012. *Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers*. In Genies civil, geologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Montreal, QC. p. 328.

Qiu, Y.X., and Sego, D.C. 2001. Laboratory Properties of Mine Tailings. *Canadian Geotechnical Journal* 38(1): 183-190. doi: 10.1139/cgj-38-1-183.

Vaid, Y.P., and Chern, J.C. 1985. Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands. *In Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*. ASCE, Detroit, MI,. pp. 120-147.

Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. 1996. Static and Cyclic Liquefaction Potential of Fraser Delta Sand in Simple Shear and Triaxial Tests. *Canadian Geotechnical Journal* 33(2): 281-289. doi: 10.1139/t96-007.

Vick, S.G. 1990. *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. BiTech.

Xia, H., and Hu, T. 1991. Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering* 117(9): 1347-1362.

ANNEXE J– ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 50 KPA)

Série σ'_c = 50 kPa

Déformations contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm³)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	δ_{cyc} (mm)	γ_{cyc} (%)	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m³)	ρ_{d-0} (kg/m³)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m³)	ρ_{d-c} (kg/m³)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-33	2016-10-19	78,33	27,63	133,15	240,86	150	100	44,5	0,93	0,200	0,616	0,53	2 120	1 776	0,50	2 141	1 809	18,4	11,6
TxSS-S-34	2016-10-21	77,56	26,71	126,18	230,89	300	250	43,8	0,95	0,150	0,476	0,51	2 134	1 797	0,48	2 155	1 830	17,8	13,0
TxSS-S-35	2016-10-24	77,60	27,53	130,20	236,69	150	100	47,8	0,94	0,100	0,275	0,51	2 133	1 796	0,49	2 147	1 818	18,1	55,6
TxSS-S-36	2016-10-25	78,19	27,51	132,08	235,93	200	150	61,5	0,98	0,125	0,362	0,54	2 111	1 761	0,52	2 127	1 786	19,1	27,2
TxSS-S-38	2016-10-27	79,21	26,80	132,06	229,80	250	200	35,5	1,00	0,250	0,825	0,58	2 083	1 717	0,56	2 098	1 740	20,6	5,7

Contraintes contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm³)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	CSR	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m³)	ρ_{d-0} (kg/m³)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m³)	ρ_{d-c} (kg/m³)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-45	2016-11-18	77,72	26,35	124,99	223,63	350	300	50,1	0,97	0,247	0,54	2 107	1 754	0,51	2 129	1 789	19,0	4,6

Identification	*TxSS-S-33 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-19	*2016-10-19*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**28,15**
d_0 (mm)	**78,33**
V_0 (cm³)	**135,65**
w_0 (%)	**19,4**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,63**
d_{conso} (mm)	**78,33**
V_{conso} (cm³)	**133,15**
dV_{conso} (cm³)	**2,5**
w_{conso} (%)	**18,4**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,40**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**258,26**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**240,86**
d_{TxSS} (mm)	**80,31**
h_{TxSS} (mm)	**25,79**
V_f (cm³)	**130,65**
ΔV (cm³)	**2,5**
w_f (%)	**17,3**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**150**
s_3 (kPa)	**150**
u (kPa)	**100**
s'_1 (kPa)	**44,5**
s'_3 (kPa)	**44,5**

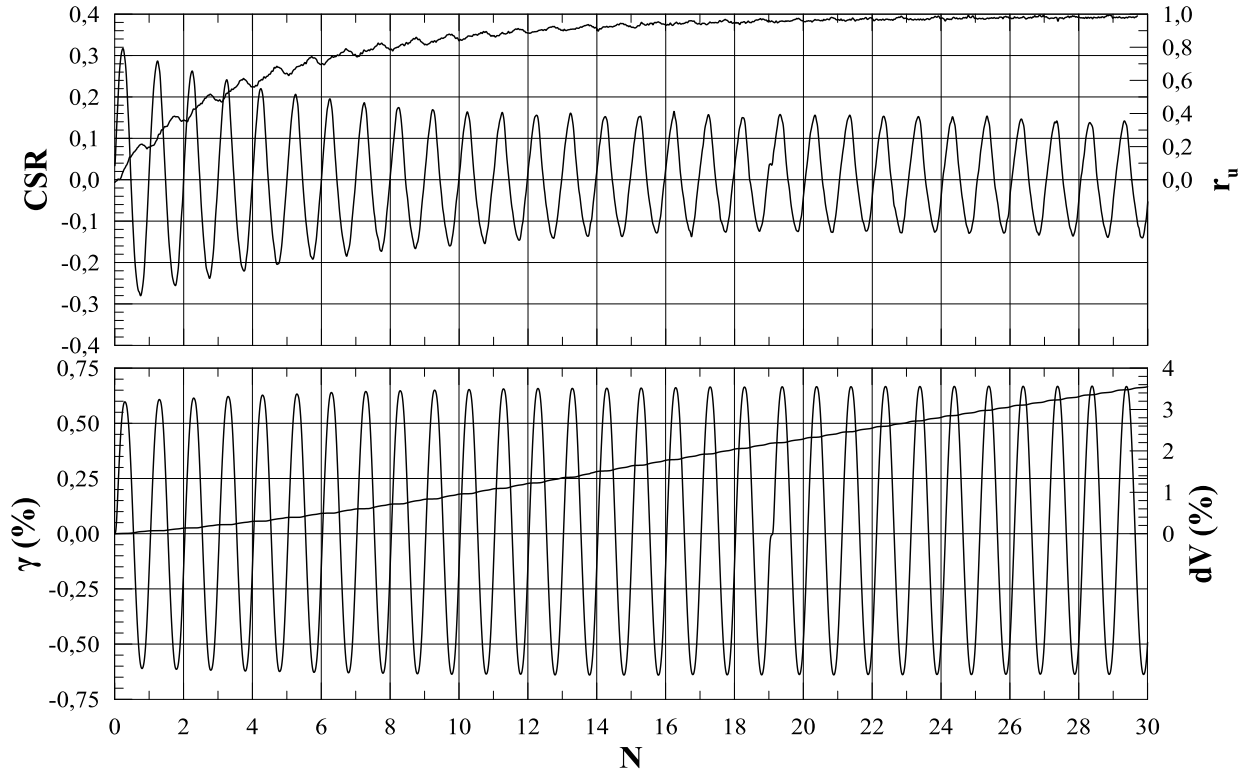
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,200**
g_{cyc} (%)	**0,616**
f (Hz)	**1**
B	**0,93**

Saturation	
e_0	**0,53**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1776**
p_0 (kg/m³)	**2120**

Consolidation	
e_{conso}	**0,50**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1809**
p_{conso} (kg/m³)	**2141**

Validation	
e_f	**0,47**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1844**
p_f (kg/m³)	**2163**

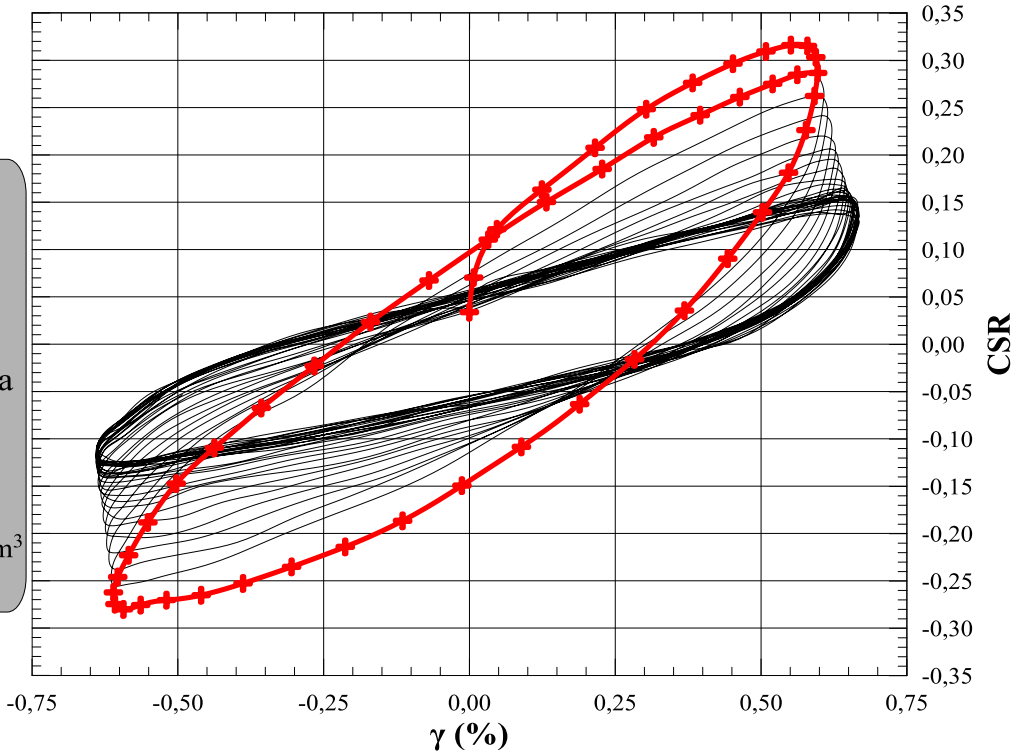
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	32
G_1 (MPa)	2,2



TxSS-S-33

2016-10-19

γ_{cyc} = 0,616%
σ'_c = 44,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,53
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 144 kg/m^3
B = 0,93



Identification	*TxSS-S-34 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-20	*2016-10-21*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,20**
d_0 (mm)	**77,56**
V_0 (cm³)	**128,48**
w_0 (%)	**18,7**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,71**
d_{conso} (mm)	**77,56**
V_{conso} (cm³)	**126,18**
dV_{conso} (cm³)	**2,3**
w_{conso} (%)	**17,8**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,46**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**248,35**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**230,89**
d_{TxSS} (mm)	**78,58**
h_{TxSS} (mm)	**25,55**
V_f (cm³)	**123,88**
ΔV (cm³)	**2,3**
w_f (%)	**16,8**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**300**
s_3 (kPa)	**300**
u (kPa)	**250**
s'_1 (kPa)	**43,8**
s'_3 (kPa)	**43,8**

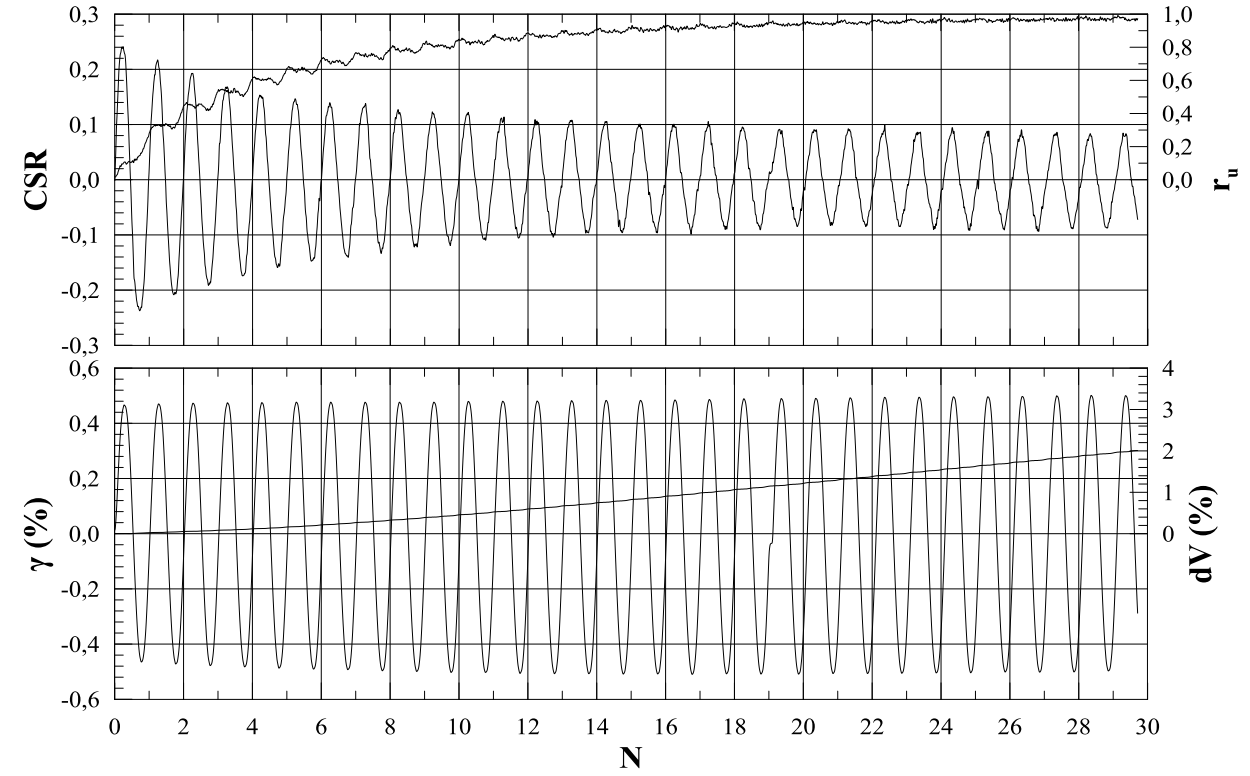
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,150**
g_{cyc} (%)	**0,476**
f (Hz)	**1**
B	**0,95**

Saturation	
e_0	**0,51**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1797**
p_0 (kg/m³)	**2134**

Consolidation	
e_{conso}	**0,48**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1830**
p_{conso} (kg/m³)	**2155**

Validation	
e_f	**0,45**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1864**
p_f (kg/m³)	**2176**

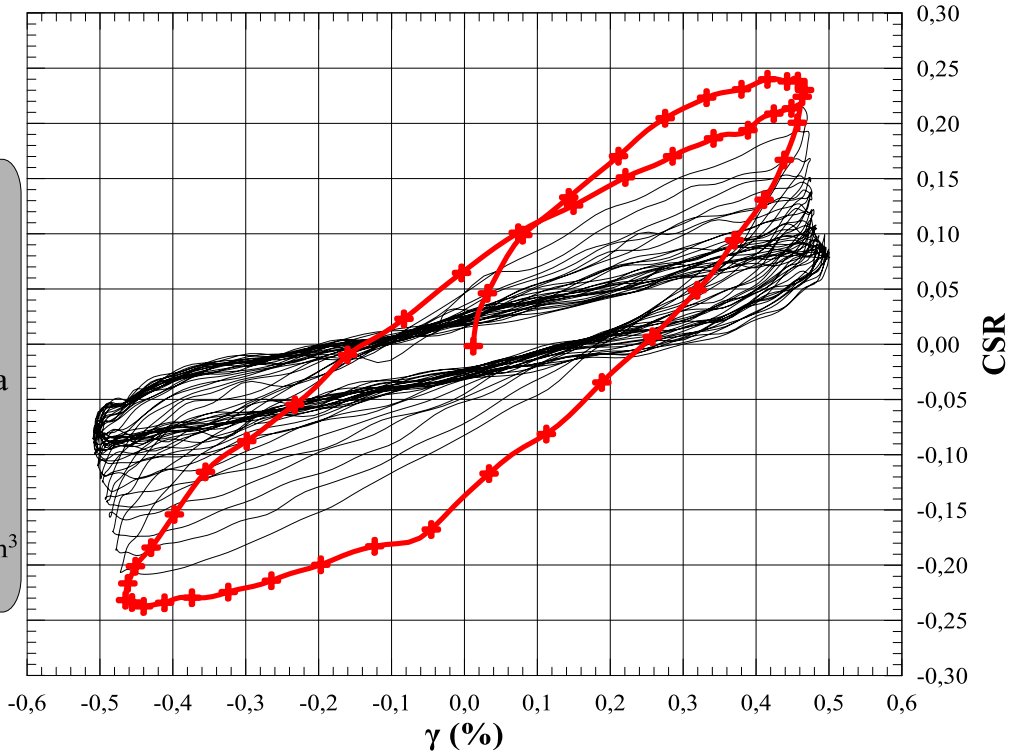
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	35
G_1 (MPa)	2,3



TxSS-S-34

2016-10-21

γ_{cyc} = 0,476%
σ'_c = 43,8 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 300 kPa
u ≈ 250 kPa
e_0 = 0,51
e_{conso} = 0,49
ρ_{conso} = 2 157 kg/m^3
B = 0,95



Identification	*TxSS-S-35 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-21	*2016-10-24*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,87**
d_0 (mm)	**77,60**
V_0 (cm³)	**131,80**
w_0 (%)	**18,8**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,53**
d_{conso} (mm)	**77,60**
V_{conso} (cm³)	**130,20**
dV_{conso} (cm³)	**1,6**
w_{conso} (%)	**18,1**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,43**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**254,12**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**236,69**
d_{TxSS} (mm)	**77,86**
h_{TxSS} (mm)	**26,99**
V_f (cm³)	**128,50**
ΔV (cm³)	**1,7**
w_f (%)	**17,4**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**150**
s_3 (kPa)	**150**
u (kPa)	**100**
s'_1 (kPa)	**47,8**
s'_3 (kPa)	**47,8**

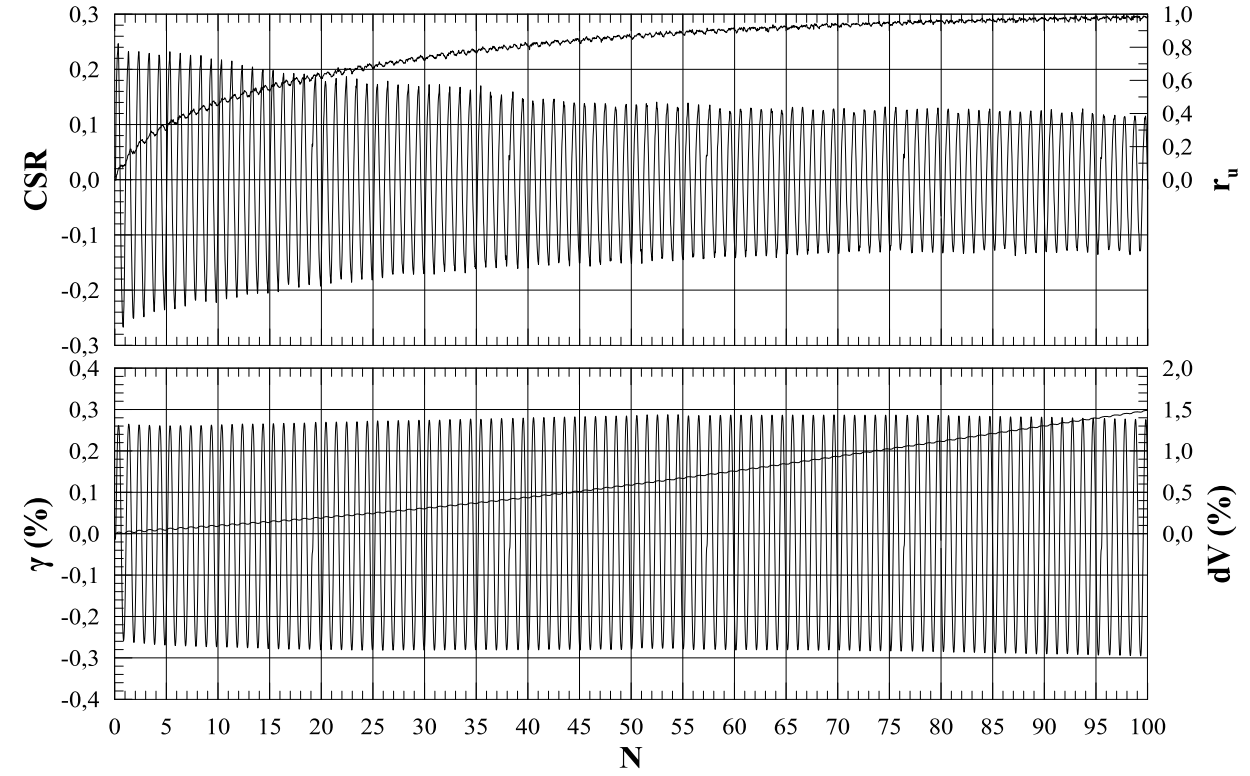
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,100**
g_{cyc} (%)	**0,275**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

Saturation	
e_0	**0,51**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1796**
p_0 (kg/m³)	**2133**

Consolidation	
e_{conso}	**0,49**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1818**
p_{conso} (kg/m³)	**2147**

Validation	
e_f	**0,47**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1842**
p_f (kg/m³)	**2162**

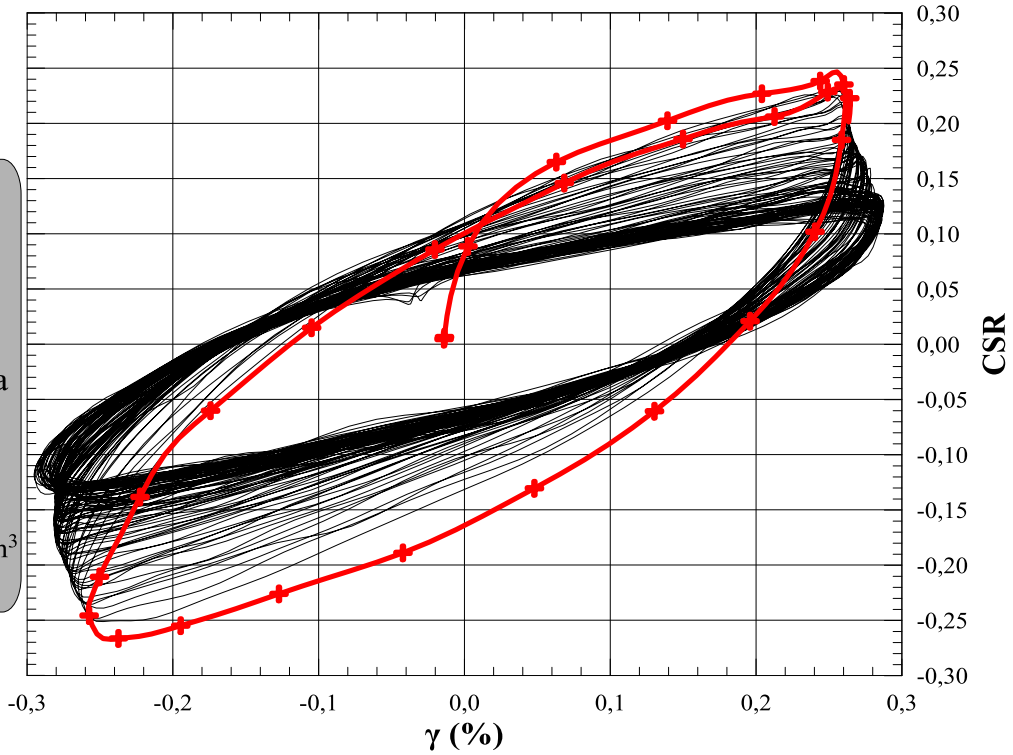
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	67
G_1 (MPa)	4,8



TxSS-S-35

2016-10-24

γ_{cyc} = 0,275%
σ'_c = 47,8 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,51
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 150 kg/m^3
B = 0,94



Identification	*TxSS-S-36 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-24	*2016-10-25*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,91**
d_0 (mm)	**78,19**
V_0 (cm³)	**133,98**
w_0 (%)	**19,9**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,51**
d_{conso} (mm)	**78,19**
V_{conso} (cm³)	**132,08**
dV_{conso} (cm³)	**1,9**
w_{conso} (%)	**19,1**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,50**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**253,43**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**235,93**
d_{TxSS} (mm)	**79,23**
h_{TxSS} (mm)	**26,26**
V_f (cm³)	**129,48**
ΔV (cm³)	**2,6**
w_f (%)	**18,0**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**200**
s_3 (kPa)	**200**
u (kPa)	**150**
s'_1 (kPa)	**61,5**
s'_3 (kPa)	**61,5**

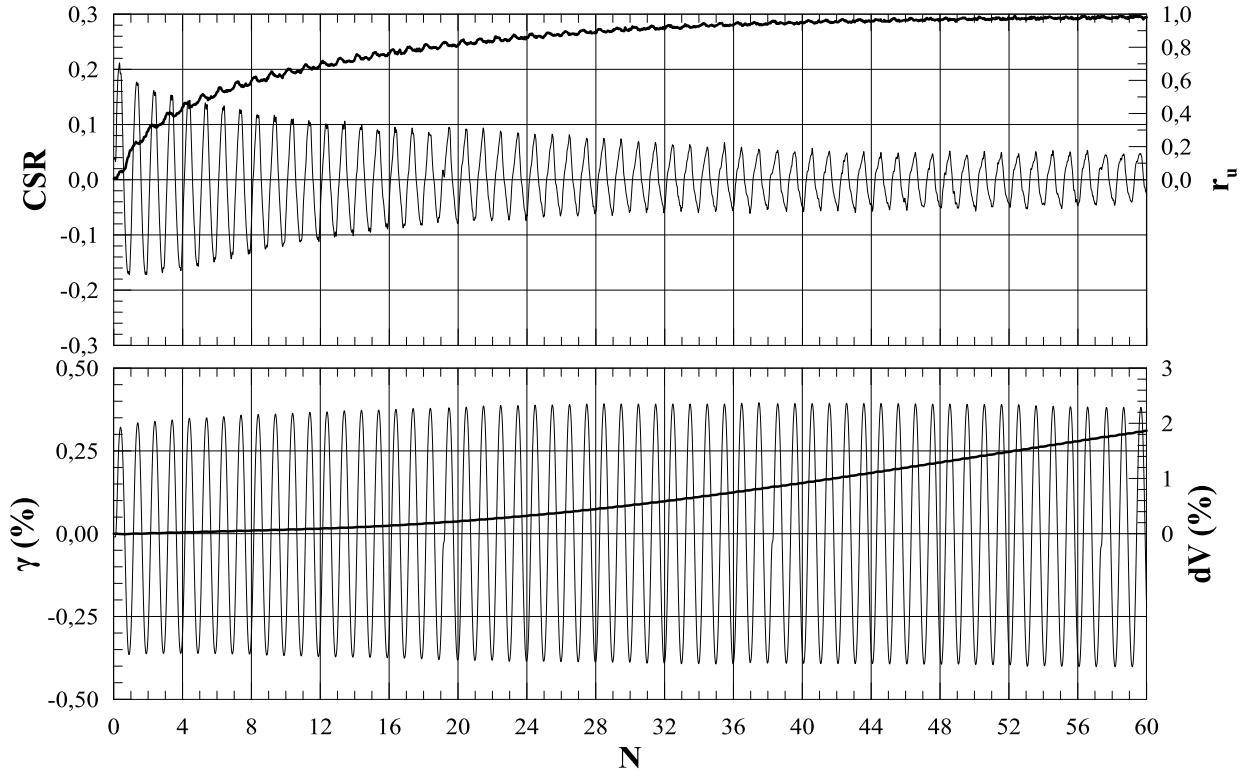
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,125**
g_{cyc} (%)	**0,362**
f (Hz)	**1**
B	**0,98**

Saturation	
e_0	**0,54**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1761**
p_0 (kg/m³)	**2111**

Consolidation	
e_{conso}	**0,52**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1786**
p_{conso} (kg/m³)	**2127**

Validation	
e_f	**0,49**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1822**
p_f (kg/m³)	**2150**

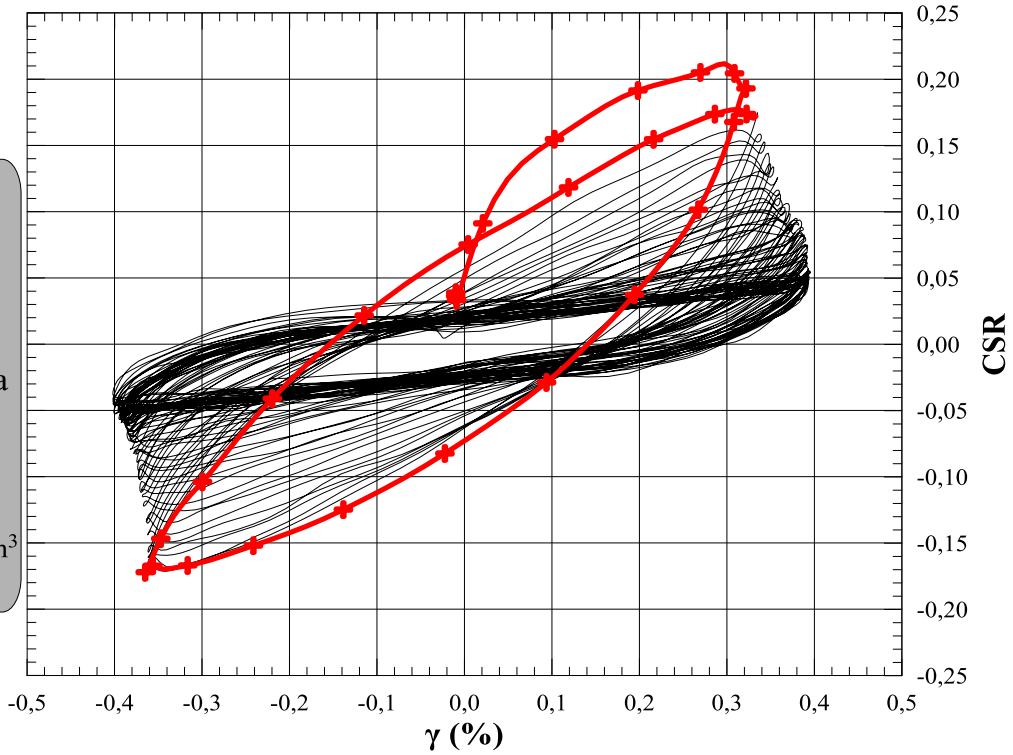
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	13
G_1 (MPa)	3,6



TxSS-S-36

2016-10-25

γ_{cyc} = 0,362%
σ'_c = 61,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,52
ρ_{conso} = 2 130 kg/m^3
B = 0,98



Identification	*TxSS-S-38 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-26	*2016-10-27*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,17**
d_0 (mm)	**79,21**
V_0 (cm³)	**133,86**
w_0 (%)	**21,4**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,80**
d_{conso} (mm)	**79,21**
V_{conso} (cm³)	**132,06**
dV_{conso} (cm³)	**1,8**
w_{conso} (%)	**20,6**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**18,08**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**247,88**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**229,80**
d_{TxSS} (mm)	**83,08**
h_{TxSS} (mm)	**23,57**
V_f (cm³)	**127,76**
ΔV (cm³)	**4,3**
w_f (%)	**18,7**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**250**
s_3 (kPa)	**250**
u (kPa)	**200**
s'_1 (kPa)	**35,5**
s'_3 (kPa)	**35,5**

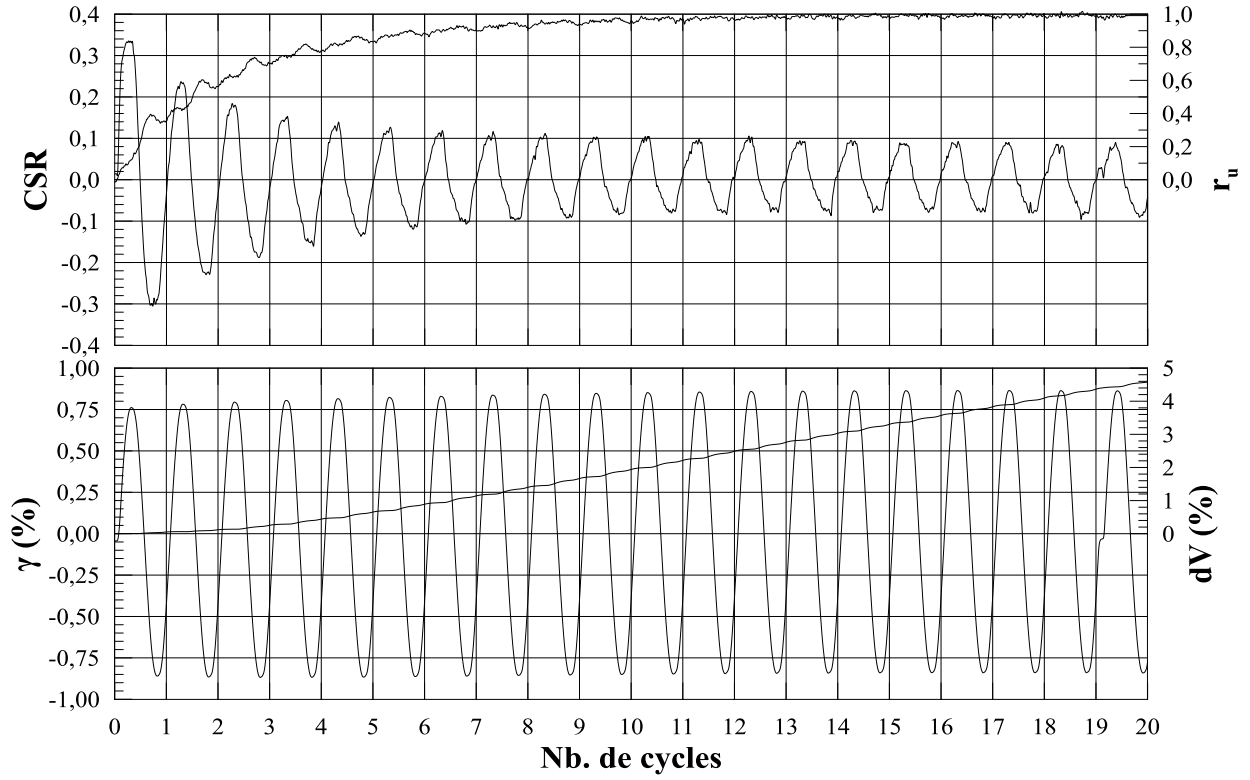
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,825**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,58**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1717**
p_0 (kg/m³)	**2083**

Consolidation	
e_{conso}	**0,56**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1740**
p_{conso} (kg/m³)	**2098**

Validation	
e_f	**0,51**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1799**
p_f (kg/m³)	**2135**

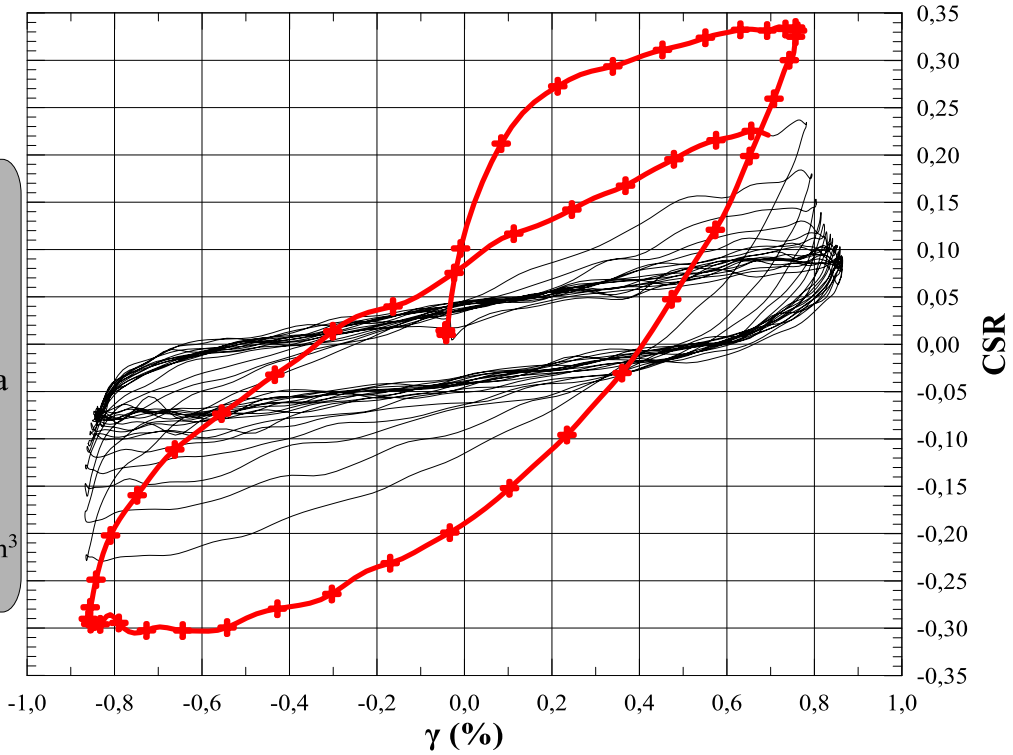
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	13
G_1 (MPa)	1,4



TxSS-S-38

2016-10-27

γ_{cyc} = 0,825%
σ'_c = 35,5 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 250 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,56
ρ_{conso} = 2 100 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-45 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-11-18	*2016-11-18*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**26,87**
d_0 (mm)	**77,72**
V_0 (cm³)	**127,49**
w_0 (%)	**20,1**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,35**
d_{conso} (mm)	**77,72**
V_{conso} (cm³)	**124,99**
dV_{conso} (cm³)	**2,5**
w_{conso} (%)	**19,0**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,49**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**241,12**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**223,63**
d_{TxSS} (mm)	**81,00**
h_{TxSS} (mm)	**23,52**
V_f (cm³)	**121,19**
ΔV (cm³)	**3,8**
w_f (%)	**17,3**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**350**
s_3 (kPa)	**350**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**50,1**
s'_3 (kPa)	**50,1**

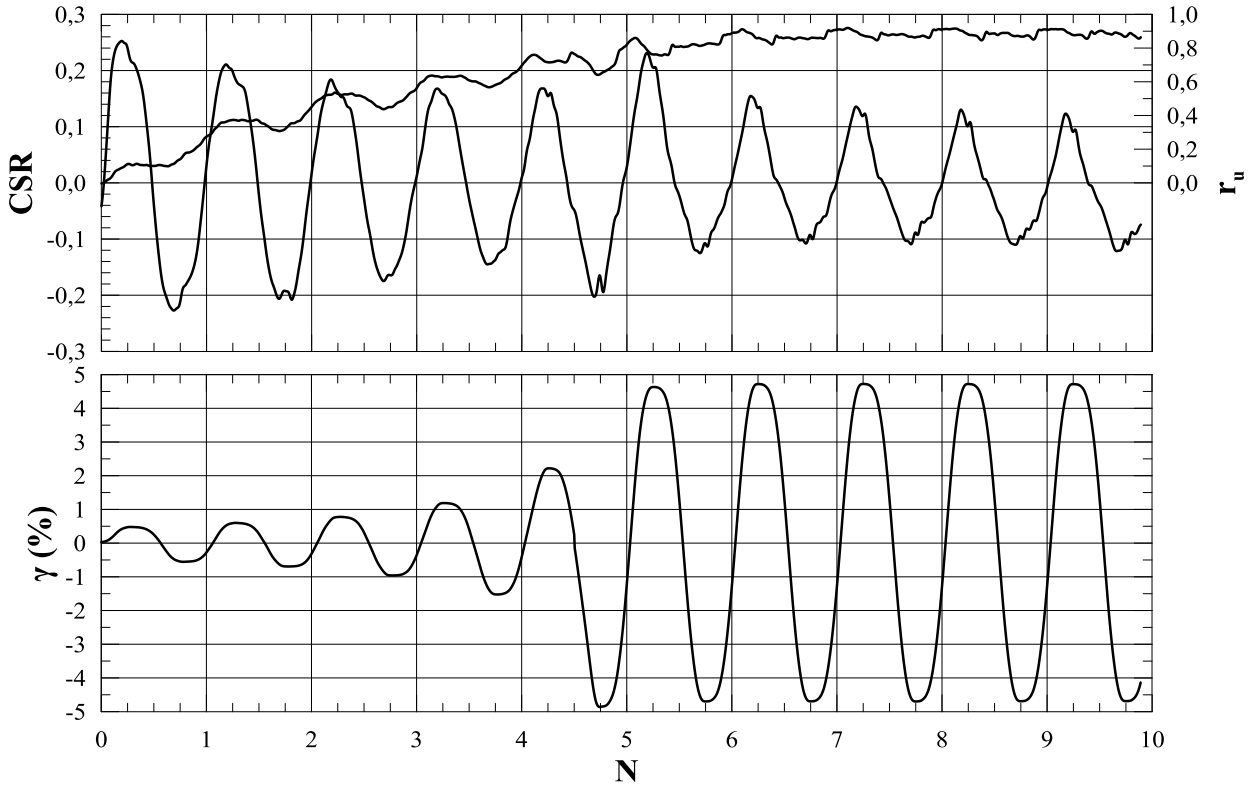
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**N/A**
CSR	**0,247**
f (Hz)	**1**
B	**0,97**

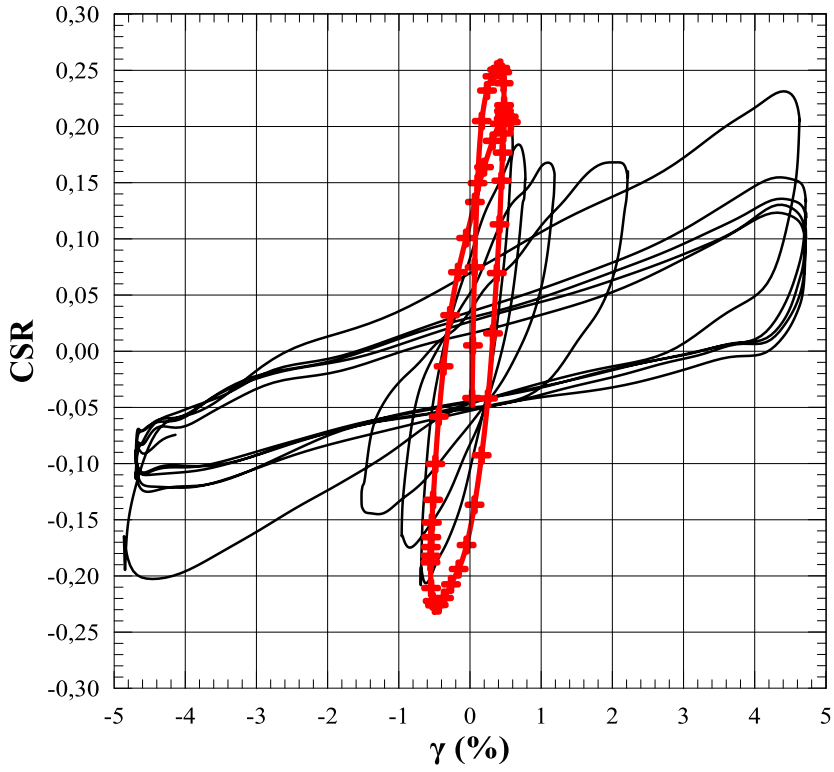
Saturation	
e_0	**0,54**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1754**
p_0 (kg/m³)	**2107**

Consolidation	
e_{conso}	**0,51**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1789**
p_{conso} (kg/m³)	**2129**

Validation	
e_f	**0,47**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1845**
p_f (kg/m³)	**2164**

Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	23
G_1 (MPa)	3,0





TxSS-S-45

2016-11-18

CSR = 0,247

σ'_c = 50,1 kPa

$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 350 kPa

u ≈ 300 kPa

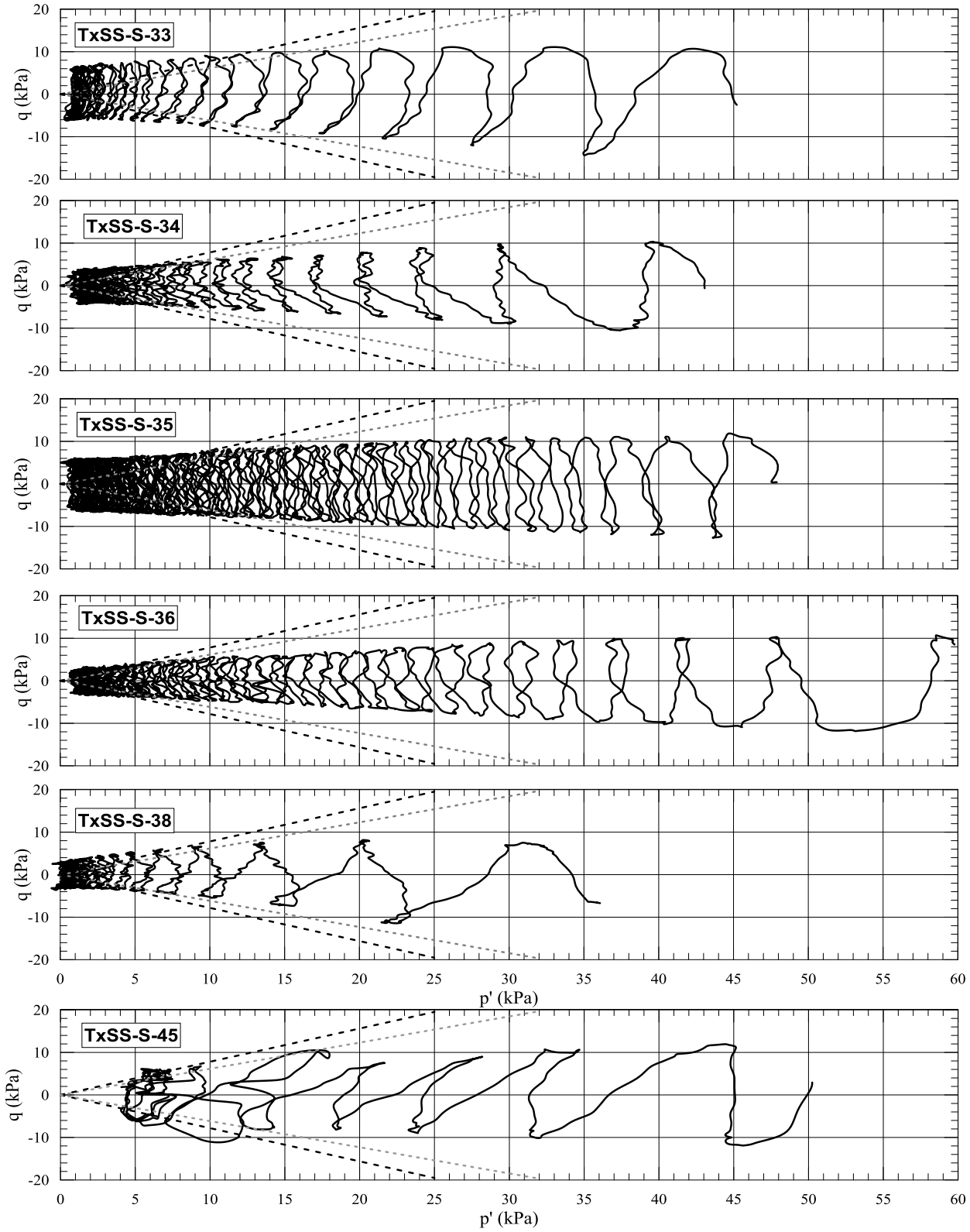
e_0 = 0,55

e_{conso} = 0,52

ρ_{conso} = 2 131 kg/m³

B = 0,97

ANNEXE K– CHEMINEMENT DES CONTRAINTES EFFECTIVES (SÉRIE 50 KPA)


TxSS-S-33
TxSS-S-34
TxSS-S-35
TxSS-S-36
TxSS-S-38
TxSS-S-45
q (kPa)
p' (kPa)
20
10
0
-10
-20
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60

ANNEXE L – ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 100 KPA)

Série σ'_c = 100 kPa

Déformations contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm³)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	δ_{cyc} (mm)	γ_{cyc} (%)	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m³)	ρ_{d-0} (kg/m³)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m³)	ρ_{d-c} (kg/m³)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-10	2016-09-15	76,20	29,08	132,61	230,09	250	150	95,5	0,94	0,150	0,418	0,60	2 067	1 690	0,56	2 095	1 735	20,7	61,1
TxSS-S-11	2016-09-20	78,56	26,01	126,06	218,34	300	200	96,6	0,95	0,150	0,443	0,61	2 060	1 680	0,56	2 093	1 732	20,8	-
TxSS-S-12	2016-09-19	77,68	29,76	141,04	243,34	250	150	95,5	0,94	0,150	0,408	0,61	2 060	1 680	0,57	2 089	1 725	21,1	59,8
TxSS-S-13	2016-09-23	77,73	27,10	128,59	227,11	500	400	91,9	0,98	0,150	0,435	0,57	2 088	1 725	0,53	2 114	1 766	19,7	51,6
TxSS-S-14	2016-09-21	76,07	28,60	129,99	226,53	150	50	86,4	0,94	0,150	0,425	0,61	2 060	1 679	0,56	2 100	1 743	20,5	66,8
TxSS-S-15	2016-09-26	75,80	30,92	139,52	237,42	200	100	93,0	0,94	0,150	0,388	0,64	2 042	1 652	0,59	2 074	1 702	21,9	37,7
TxSS-S-16	2016-09-27	78,38	22,73	109,67	195,75	200	100	95,5	0,93	0,250	0,889	0,62	2 054	1 671	0,52	2 126	1 785	19,1	39,2
TxSS-S-17	2016-09-27	77,42	26,89	126,60	216,27	200	100	92,9	0,97	0,250	0,803	0,63	2 051	1 666	0,59	2 078	1 708	21,6	8,6
TxSS-S-18	2016-09-28	76,95	27,07	125,90	223,69	250	150	95,0	0,95	0,250	0,787	0,57	2 092	1 730	0,53	2 121	1 777	19,4	15,5
TxSS-S-19	2016-09-28	75,33	25,25	112,53	200,93	150	50	94,2	1,00	0,250	0,845	0,62	2 057	1 675	0,52	2 127	1 786	19,1	34,2
TxSS-S-20	2016-09-28	77,83	24,07	114,51	206,91	150	50	96,5	1,00	0,250	0,866	0,56	2 093	1 733	0,50	2 140	1 807	18,4	18,6
TxSS-S-21	2016-09-29	80,83	27,00	138,54	244,01	400	300	95,0	0,93	0,250	0,794	0,57	2 088	1 724	0,54	2 111	1 761	19,9	12,0
TxSS-S-22	2016-10-04	78,78	27,17	132,44	233,32	300	200	98,2	0,95	0,250	0,777	0,58	2 080	1 711	0,54	2 112	1 762	19,9	13,1
TxSS-S-23	2016-10-04	76,46	28,83	132,39	235,54	200	100	96,4	0,95	0,300	0,938	0,56	2 094	1 733	0,52	2 123	1 779	19,3	8,1
TxSS-S-24	2016-10-06	78,67	26,13	127,03	230,38	300	200	101,1	0,97	0,350	1,180	0,52	2 128	1 787	0,49	2 144	1 814	18,2	8,1
TxSS-S-25	2016-10-07	81,67	19,56	102,47	189,91	350	250	93,5	0,95	0,180	0,741	0,51	2 134	1 797	0,46	2 169	1 853	17,1	20,2
TxSS-S-26	2016-10-11	78,04	29,01	138,75	254,23	200	100	96,1	0,95	0,180	0,495	0,53	2 118	1 771	0,48	2 156	1 832	17,7	41,3

Contraintes contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm³)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	CSR	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m³)	ρ_{d-0} (kg/m³)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m³)	ρ_{d-c} (kg/m³)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-44	2016-11-17	77,74	26,94	127,87	230,06	350	250	100,3	0,94	0,167	0,56	2 096	1 737	0,51	2 135	1 799	18,7	10,2

Identification	*TxSS-S-10 (Cellule 3)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-14	*2016-09-15*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**29,85**
d_0 (mm)	**76,20**
V_0 (cm³)	**136,11**
w_0 (%)	**22,3**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**29,08**
d_{conso} (mm)	**76,20**
V_{conso} (cm³)	**132,61**
dV_{conso} (cm³)	**3,5**
w_{conso} (%)	**20,7**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,92**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**248,01**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**230,09**
d_{TxSS} (mm)	**76,31**
h_{TxSS} (mm)	**28,43**
V_f (cm³)	**130,01**
ΔV (cm³)	**2,6**
w_f (%)	**19,6**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**250**
s_3 (kPa)	**250**
u (kPa)	**150**
s'_1 (kPa)	**95,5**
s'_3 (kPa)	**95,5**

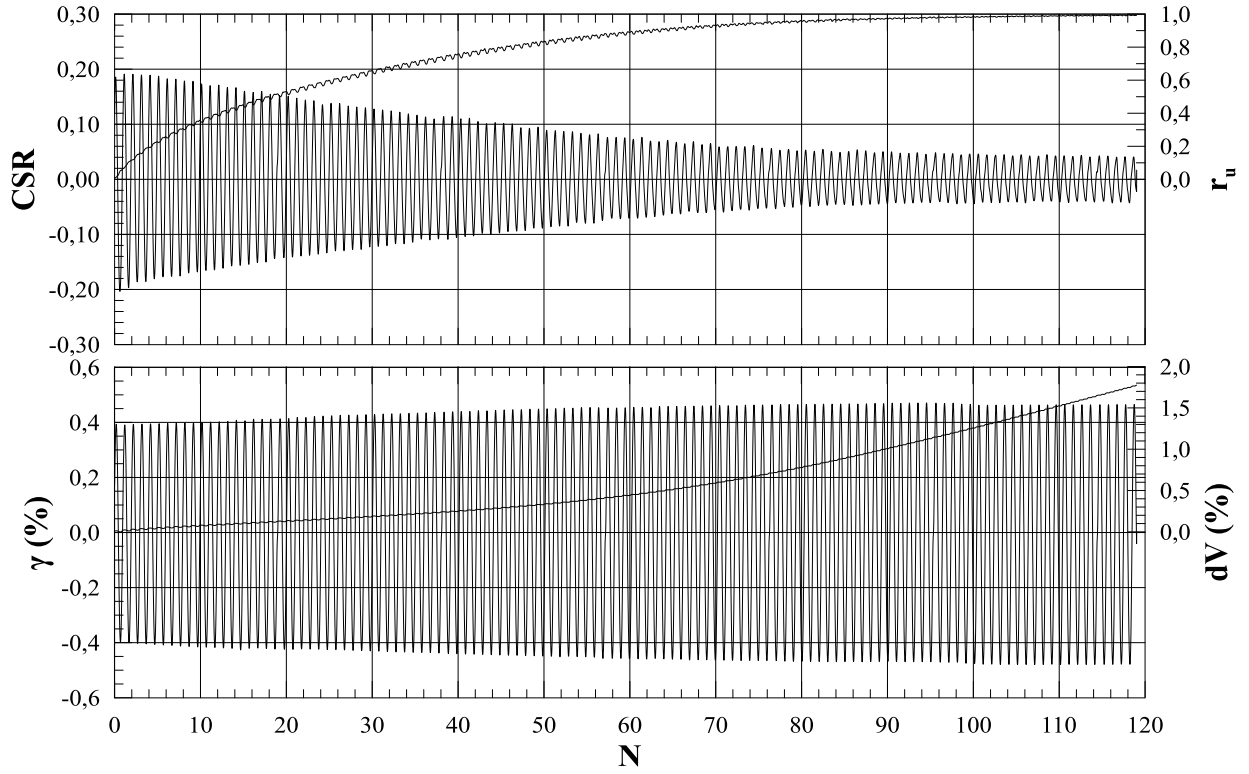
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,150**
g_{cyc} (%)	**0,418**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

Saturation	
e_0	**0,60**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1690**
p_0 (kg/m³)	**2067**

Consolidation	
e_{conso}	**0,56**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1735**
p_{conso} (kg/m³)	**2095**

Validation	
e_f	**0,53**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1770**
p_f (kg/m³)	**2117**

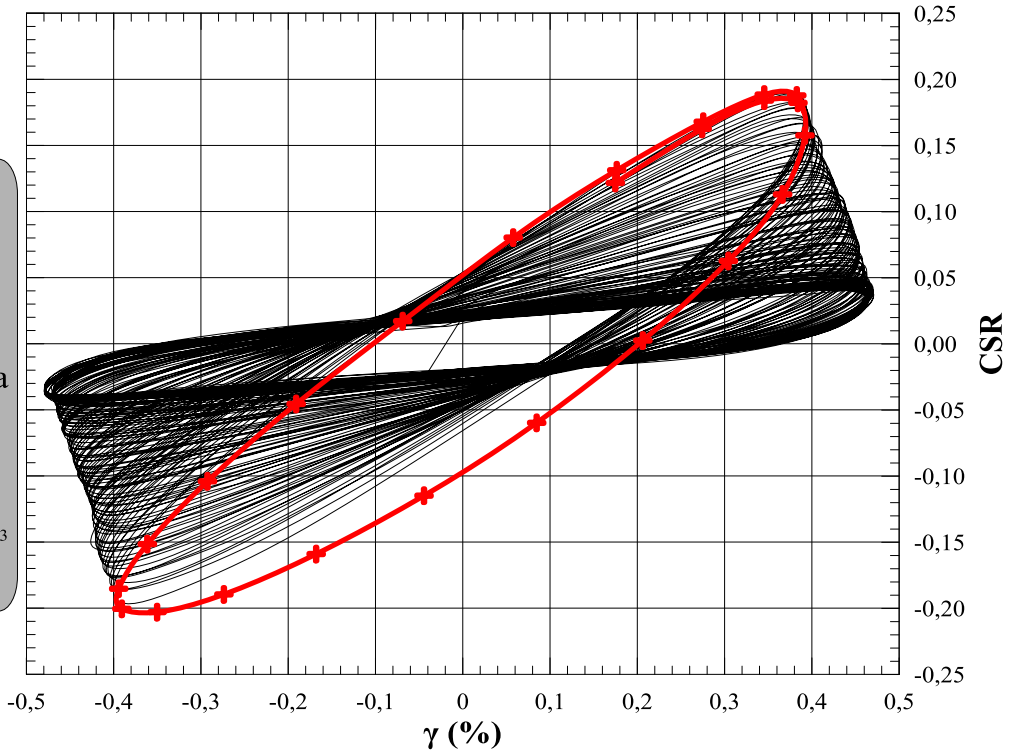
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	28
G_1 (MPa)	4,8



TxSS-S-10

2016-09-15

γ_{cyc} = 0,418%
σ'_c = 95,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 250 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,61
e_{conso} = 0,57
ρ_{conso} = 2 097 kg/m³
B = 0,94



Identification	*TxSS-S-11 (Cellule 3)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-16	*2016-09-20*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**26,81**
d_0 (mm)	**78,56**
V_0 (cm³)	**129,96**
w_0 (%)	**22,6**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,01**
d_{conso} (mm)	**78,56**
V_{conso} (cm³)	**126,06**
dV_{conso} (cm³)	**3,9**
w_{conso} (%)	**20,8**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**18,01**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**236,35**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**218,34**
d_{TxSS} (mm)	**78,39**
h_{TxSS} (mm)	**25,87**
V_f (cm³)	**124,86**
ΔV (cm³)	**1,2**
w_f (%)	**20,3**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**300**
s_3 (kPa)	**300**
u (kPa)	**200**
s'_1 (kPa)	**96,6**
s'_3 (kPa)	**96,6**

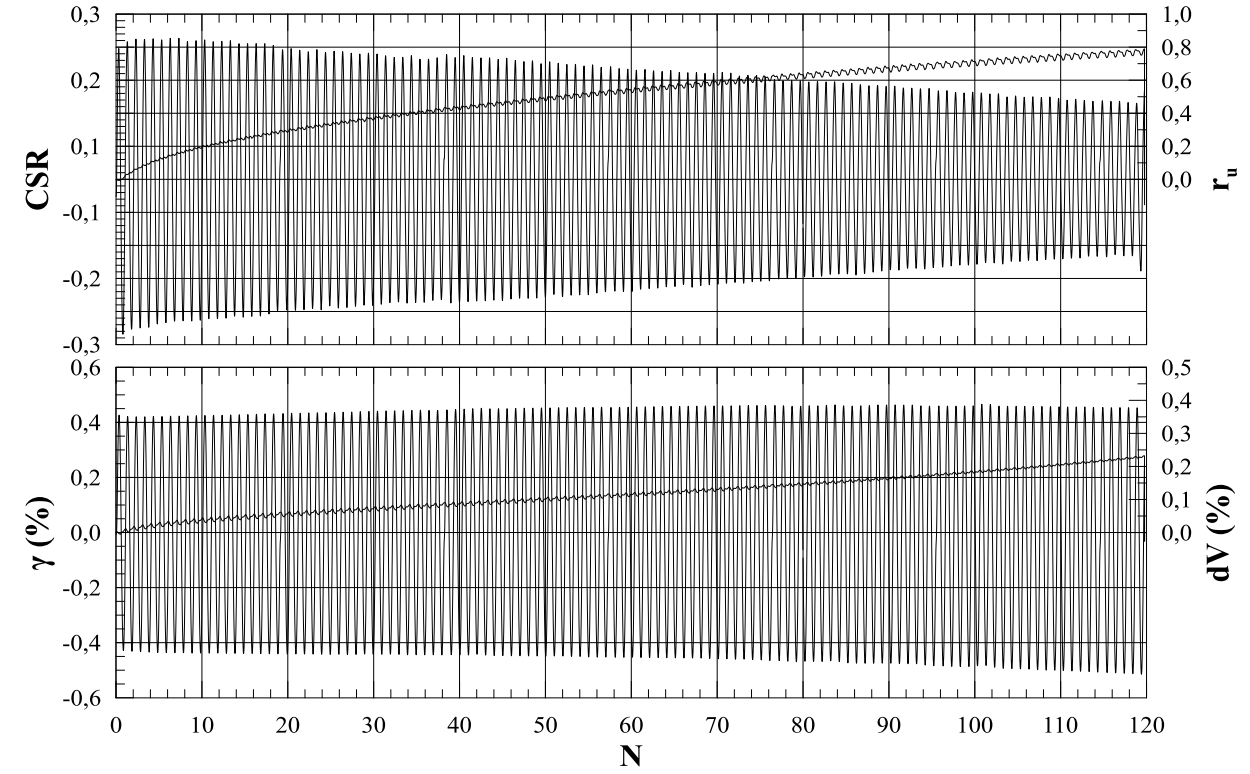
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,150**
g_{cyc} (%)	**0,443**
f (Hz)	**1**
B	**0,95**

Saturation	
e_0	**0,61**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1680**
p_0 (kg/m³)	**2060**

Consolidation	
e_{conso}	**0,56**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1732**
p_{conso} (kg/m³)	**2093**

Validation	
e_f	**0,55**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1749**
p_f (kg/m³)	**2103**

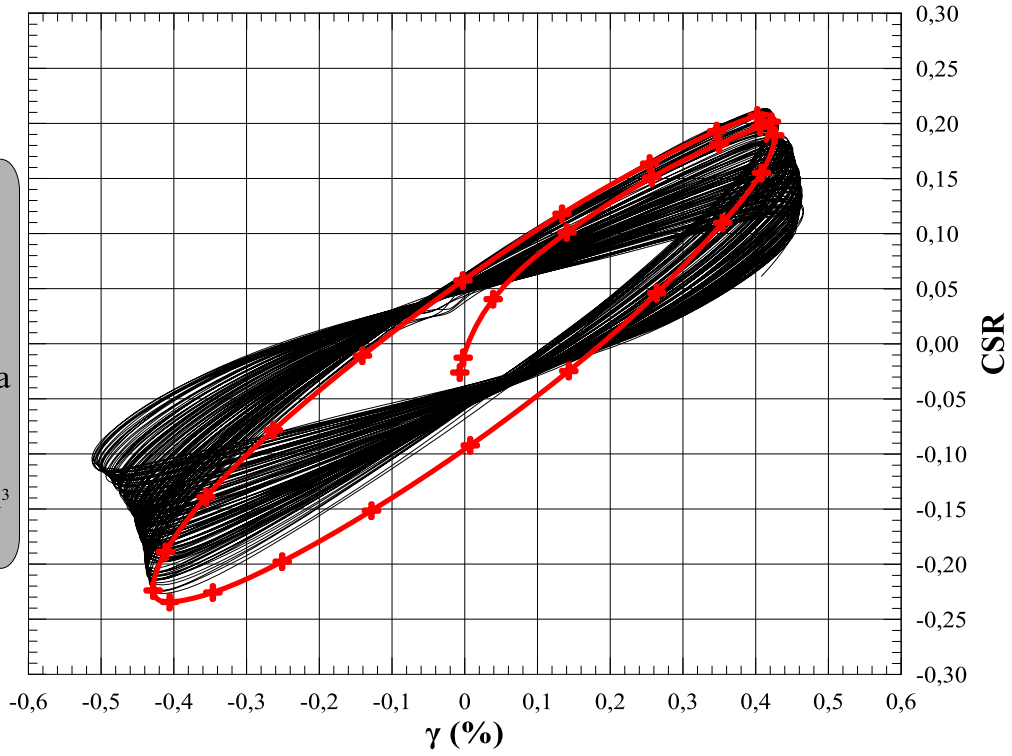
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	20
G_1 (MPa)	5,2



TxSS-S-11

2016-09-20

γ_{cyc} = 0,443%
σ'_c = 96,6 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 300 kPa
u ≈ 200 kPa
e_{conso} = 0,56
ρ_{conso} = 2 093 kg/m³
B = 0,95



Identification	*TxSS-S-12 (Cellule 3)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-16	*2016-09-19*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**30,56**
d_0 (mm)	**77,68**
V_0 (cm³)	**144,84**
w_0 (%)	**22,6**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**29,76**
d_{conso} (mm)	**77,68**
V_{conso} (cm³)	**141,04**
dV_{conso} (cm³)	**3,8**
w_{conso} (%)	**21,1**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,90**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**261,24**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**243,34**
d_{TxSS} (mm)	**77,78**
h_{TxSS} (mm)	**29,10**
V_f (cm³)	**138,24**
ΔV (cm³)	**2,8**
w_f (%)	**19,9**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**250**
s_3 (kPa)	**250**
u (kPa)	**150**
s'_1 (kPa)	**95,5**
s'_3 (kPa)	**95,5**

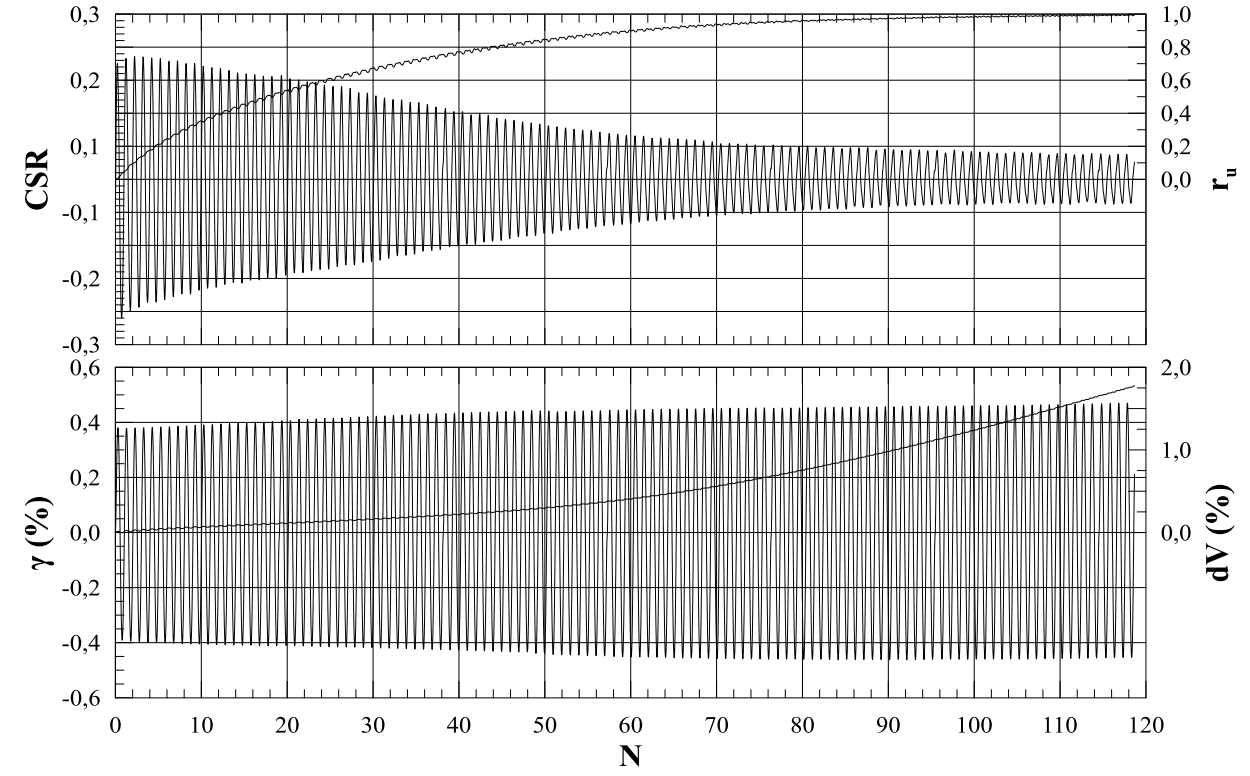
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,150**
g_{cyc} (%)	**0,408**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

Saturation	
e_0	**0,61**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1680**
p_0 (kg/m³)	**2060**

Consolidation	
e_{conso}	**0,57**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1725**
p_{conso} (kg/m³)	**2089**

Validation	
e_f	**0,54**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1760**
p_f (kg/m³)	**2111**

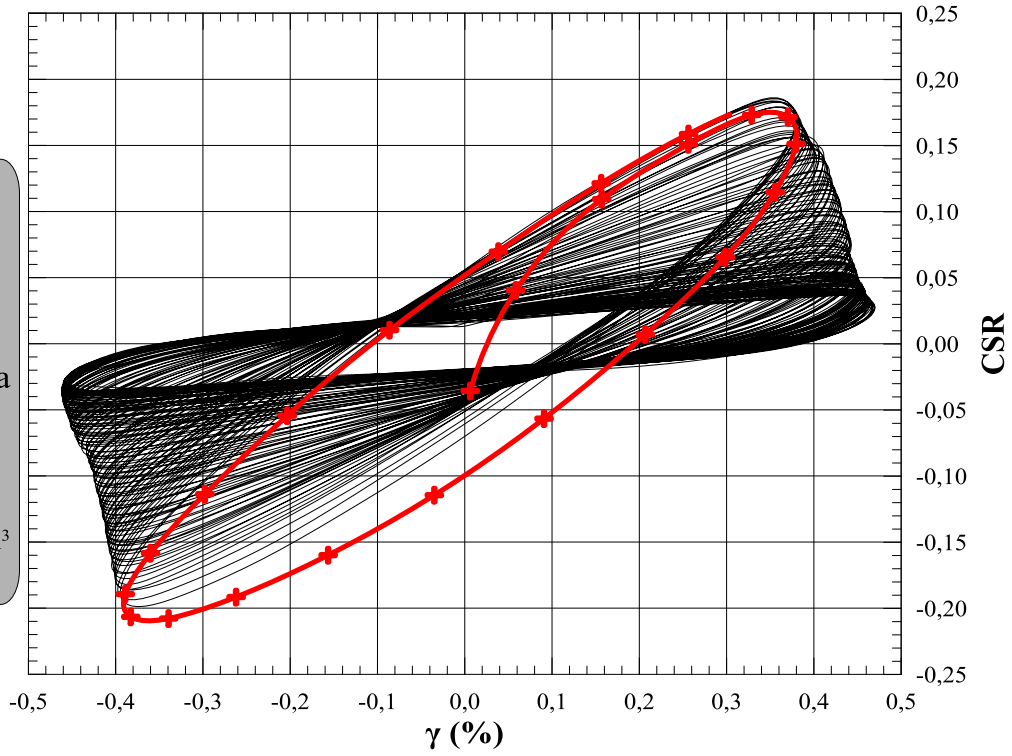
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	21
G_1 (MPa)	5,0



TxSS-S-12

2016-09-19

γ_{cyc} = 0,408%
σ'_c = 95,5 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 250 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,62
e_{conso} = 0,58
ρ_{conso} = 2 091 kg/m³
B = 0,94



Identification	*TxSS-S-13 (Cellule 3)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-22	*2016-09-23*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,75**
d_0 (mm)	**77,73**
V_0 (cm³)	**131,69**
w_0 (%)	**21,1**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,10**
d_{conso} (mm)	**77,73**
V_{conso} (cm³)	**128,59**
dV_{conso} (cm³)	**3,1**
w_{conso} (%)	**19,7**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,63**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**244,74**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**227,11**
d_{TxSS} (mm)	**77,40**
h_{TxSS} (mm)	**26,86**
V_f (cm³)	**126,39**
ΔV (cm³)	**2,2**
w_f (%)	**18,8**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**500**
s_3 (kPa)	**500**
u (kPa)	**400**
s'_1 (kPa)	**91,9**
s'_3 (kPa)	**91,9**

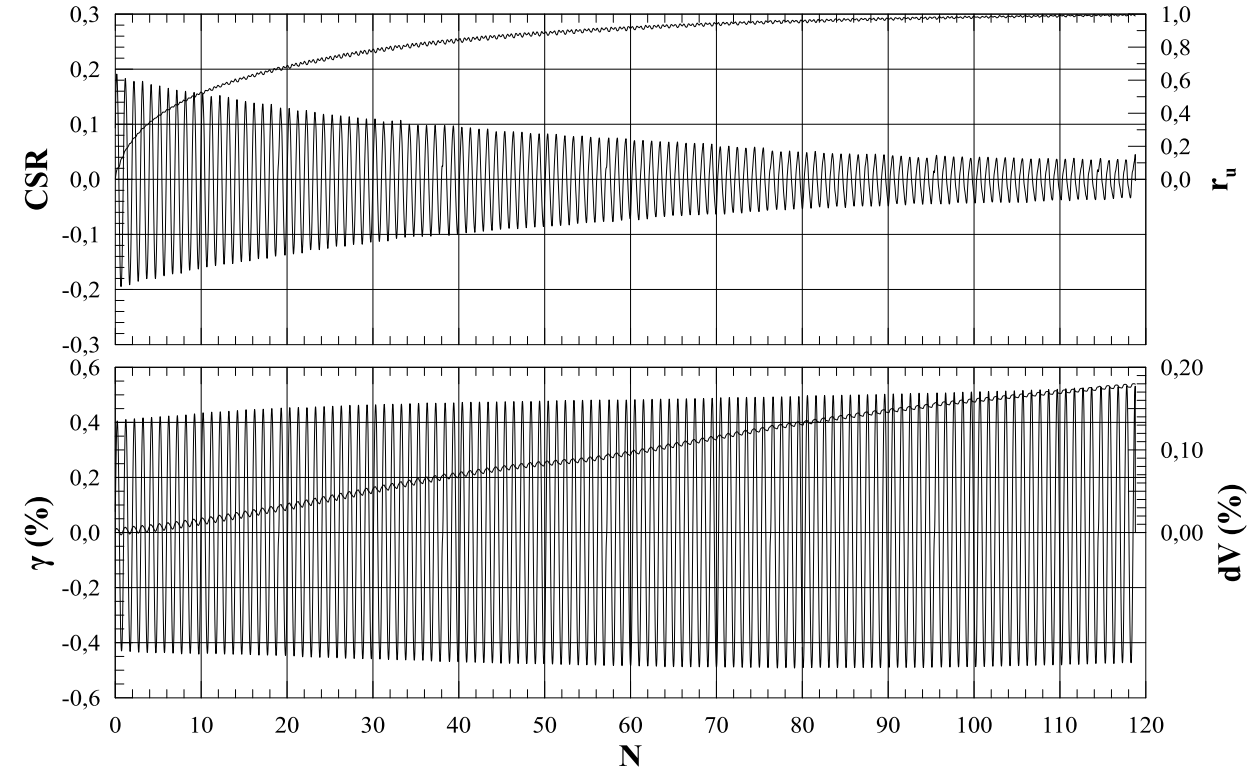
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,150**
g_{cyc} (%)	**0,435**
f (Hz)	**1**
B	**0,98**

Saturation	
e_0	**0,57**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1725**
p_0 (kg/m³)	**2088**

Consolidation	
e_{conso}	**0,53**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1766**
p_{conso} (kg/m³)	**2114**

Validation	
e_f	**0,51**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1797**
p_f (kg/m³)	**2134**

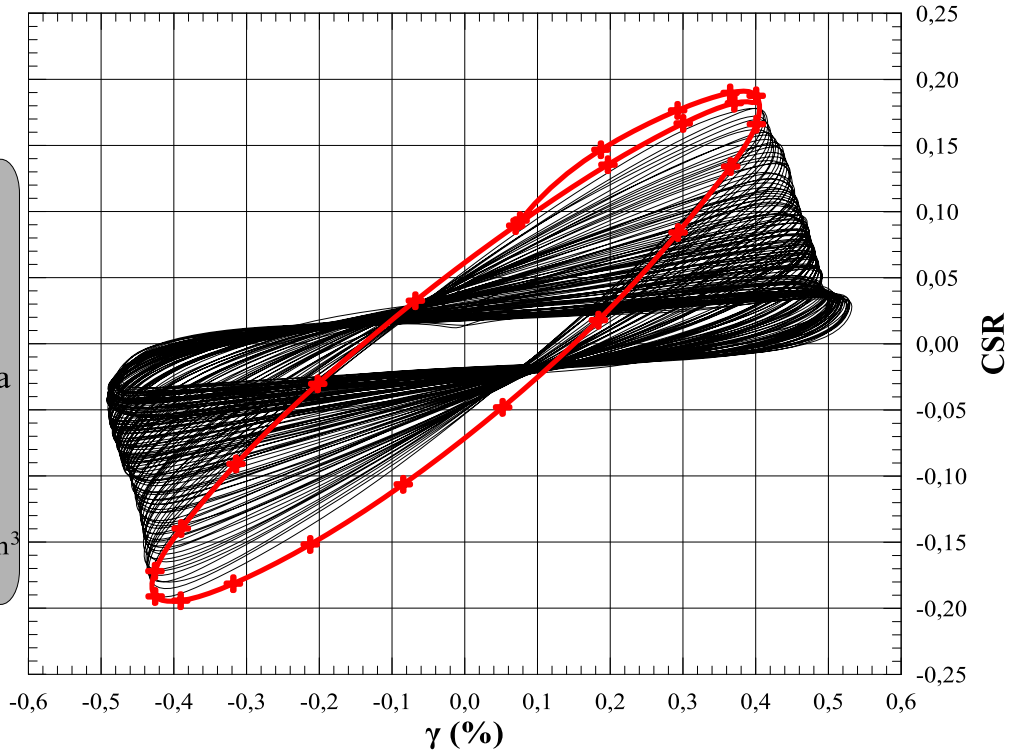
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	#DIV/0!
G_1 (MPa)	4,2



TxSS-S-13

2016-09-23

γ_{cyc} = 0,435%
σ'_c = 91,9 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 500 kPa
u ≈ 400 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,53
ρ_{conso} = 2 114 kg/m^3
B = 0,98



Identification	*TxSS-S-14 (Cellule 3)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-21	*2016-09-21*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**29,68**
d_0 (mm)	**76,07**
V_0 (cm³)	**134,89**
w_0 (%)	**22,6**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**28,60**
d_{conso} (mm)	**76,07**
V_{conso} (cm³)	**129,99**
dV_{conso} (cm³)	**4,9**
w_{conso} (%)	**20,5**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,63**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**244,16**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**226,53**
d_{TxSS} (mm)	**76,44**
h_{TxSS} (mm)	**27,60**
V_f (cm³)	**126,69**
ΔV (cm³)	**3,3**
w_f (%)	**19,0**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**150**
s_3 (kPa)	**150**
u (kPa)	**50**
s'_1 (kPa)	**86,4**
s'_3 (kPa)	**86,4**

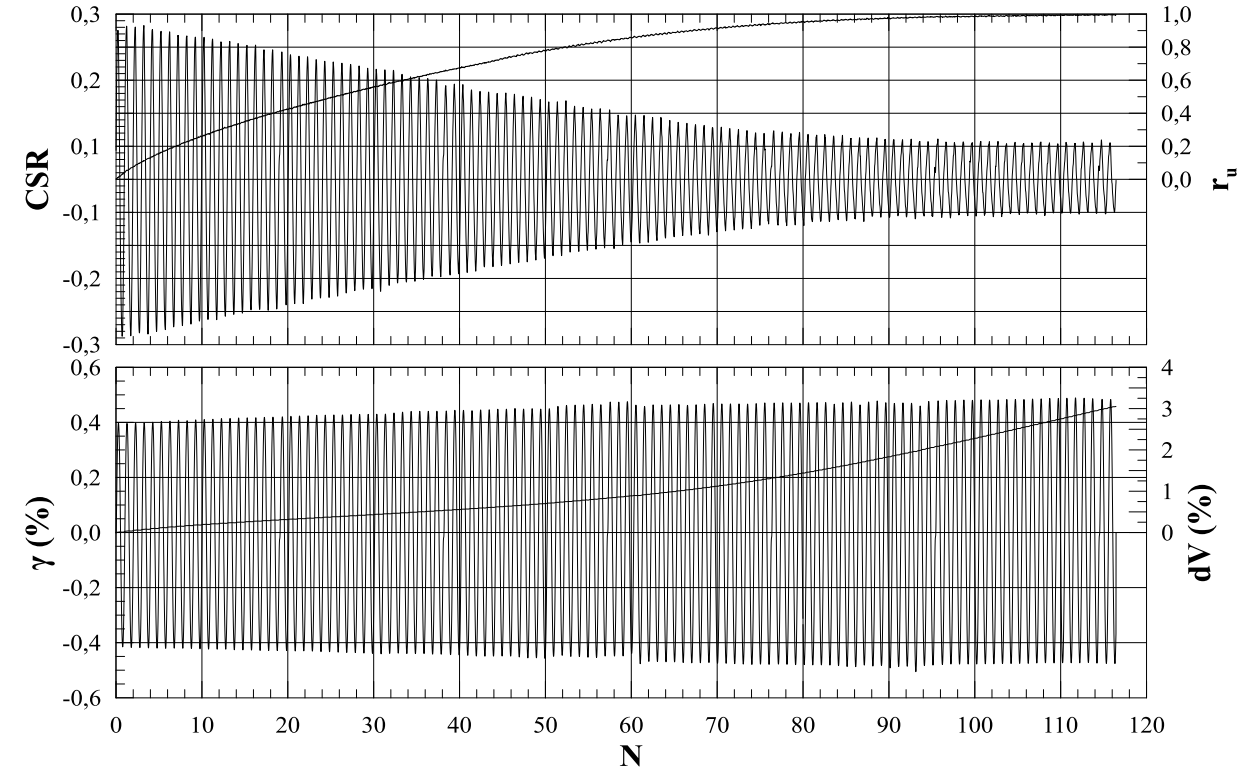
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,150**
g_{cyc} (%)	**0,425**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

Saturation	
e_0	**0,61**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1679**
p_0 (kg/m³)	**2060**

Consolidation	
e_{conso}	**0,56**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1743**
p_{conso} (kg/m³)	**2100**

Validation	
e_f	**0,52**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1788**
p_f (kg/m³)	**2128**

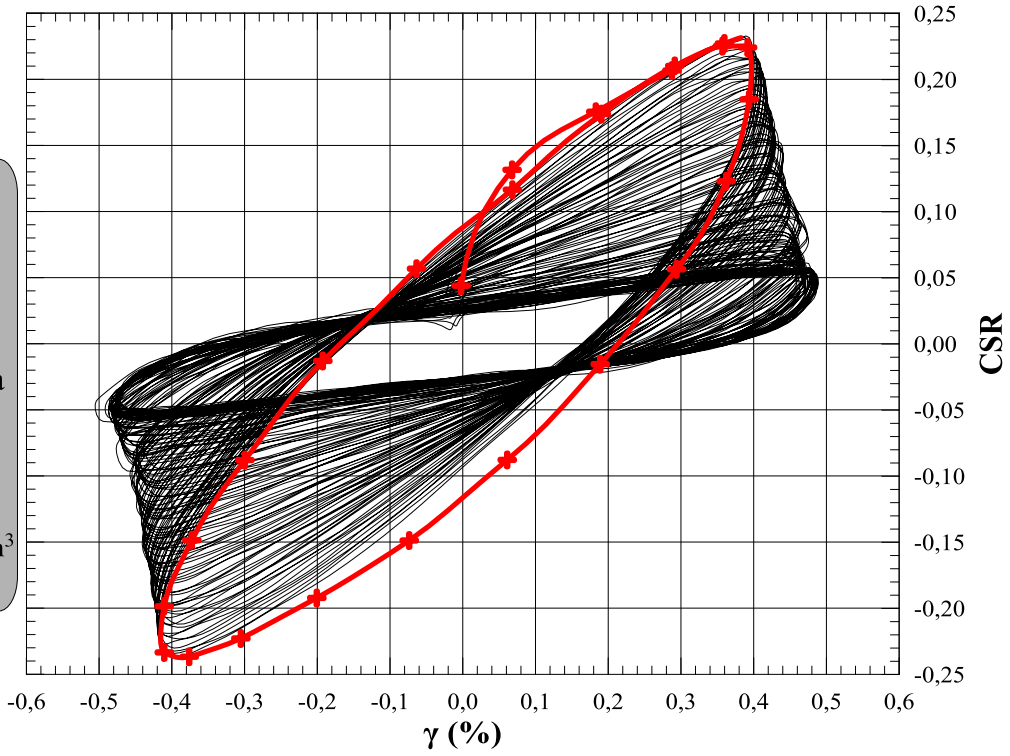
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	25
G_1 (MPa)	5,2



TxSS-S-14

2016-09-21

γ_{cyc} = 0,425%
σ'_c = 86,4 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 50 kPa
e_0 = 0,62
e_{conso} = 0,56
ρ_{conso} = 2 102 kg/m^3
B = 0,94



Identification	*TxSS-S-15 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-23	*2016-09-26*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**31,85**
d_0 (mm)	**75,80**
V_0 (cm³)	**143,72**
w_0 (%)	**23,6**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**30,92**
d_{conso} (mm)	**75,80**
V_{conso} (cm³)	**139,52**
dV_{conso} (cm³)	**4,2**
w_{conso} (%)	**21,9**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,60**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**255,02**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**237,42**
d_{TxSS} (mm)	**77,47**
h_{TxSS} (mm)	**29,07**
V_f (cm³)	**137,02**
ΔV (cm³)	**2,5**
w_f (%)	**20,8**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**200**
s_3 (kPa)	**200**
u (kPa)	**100**
s'_1 (kPa)	**93,0**
s'_3 (kPa)	**93,0**

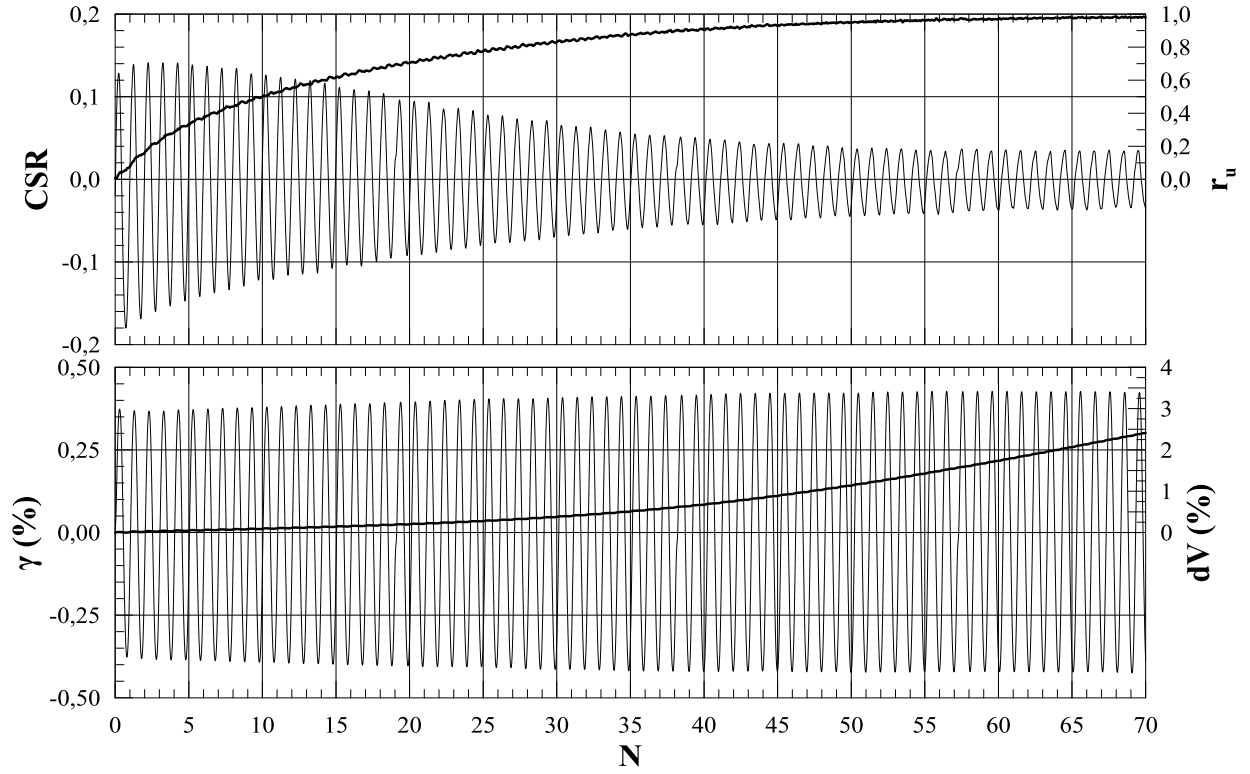
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,150**
g_{cyc} (%)	**0,388**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

Saturation	
e_0	**0,64**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1652**
p_0 (kg/m³)	**2042**

Consolidation	
e_{conso}	**0,59**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1702**
p_{conso} (kg/m³)	**2074**

Validation	
e_f	**0,56**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1733**
p_f (kg/m³)	**2093**

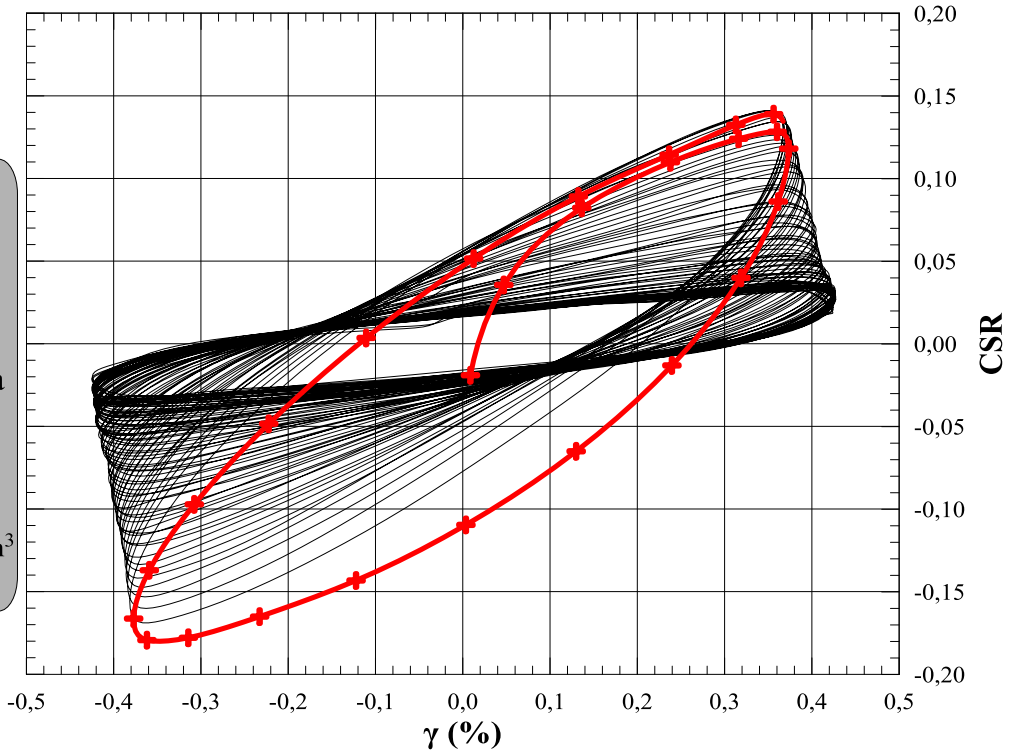
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	22
G_1 (MPa)	4,0



TxSS-S-15

2016-09-26

γ_{cyc} = 0,388%
σ'_c = 93,0 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,65
e_{conso} = 0,60
ρ_{conso} = 2 076 kg/m^3
B = 0,94



Identification	*TxSS-S-16 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-26	*2016-09-27*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**24,28**
d_0 (mm)	**78,38**
V_0 (cm³)	**117,17**
w_0 (%)	**23,0**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**22,73**
d_{conso} (mm)	**78,38**
V_{conso} (cm³)	**109,67**
dV_{conso} (cm³)	**7,5**
w_{conso} (%)	**19,1**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,68**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**213,43**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**195,75**
d_{TxSS} (mm)	**79,32**
h_{TxSS} (mm)	**21,73**
V_f (cm³)	**107,37**
ΔV (cm³)	**2,3**
w_f (%)	**17,9**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**200**
s_3 (kPa)	**200**
u (kPa)	**100**
s'_1 (kPa)	**95,5**
s'_3 (kPa)	**95,5**

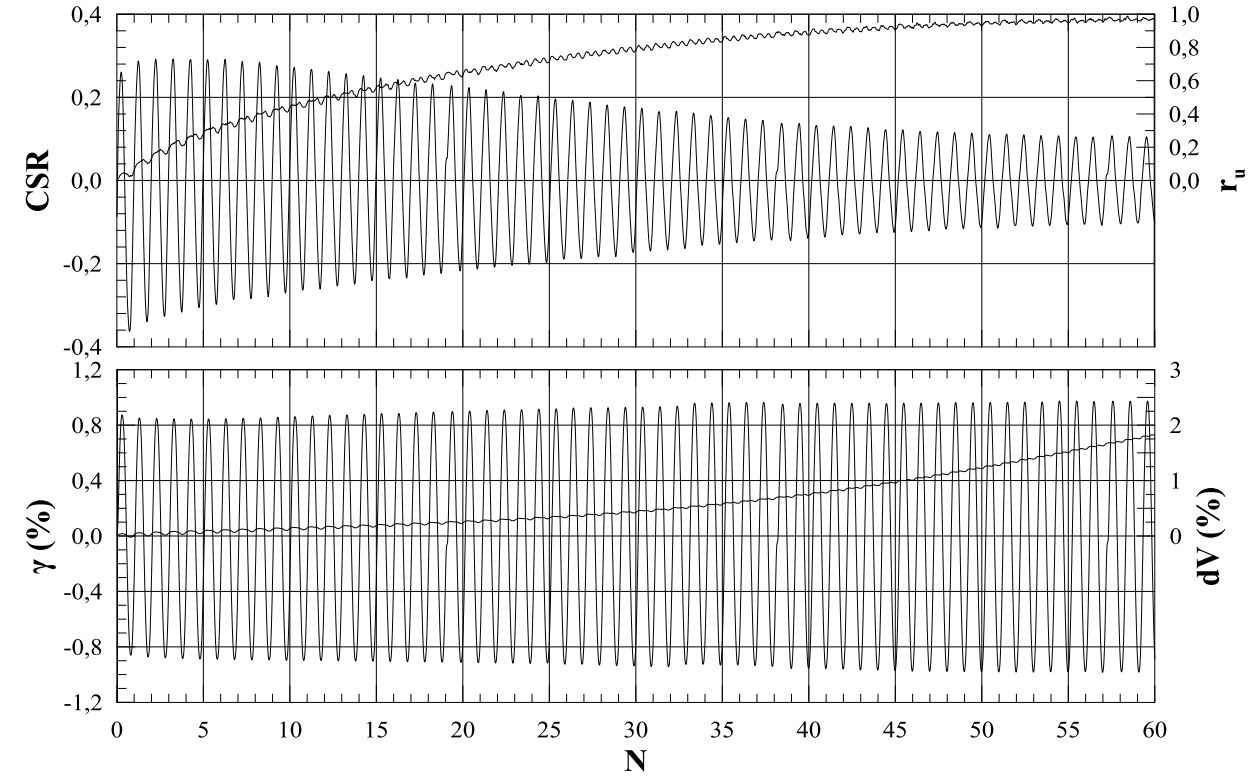
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,889**
f (Hz)	**1**
B	**0,93**

Saturation	
e_0	**0,62**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1671**
p_0 (kg/m³)	**2054**

Consolidation	
e_{conso}	**0,52**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1785**
p_{conso} (kg/m³)	**2126**

Validation	
e_f	**0,49**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1823**
p_f (kg/m³)	**2150**

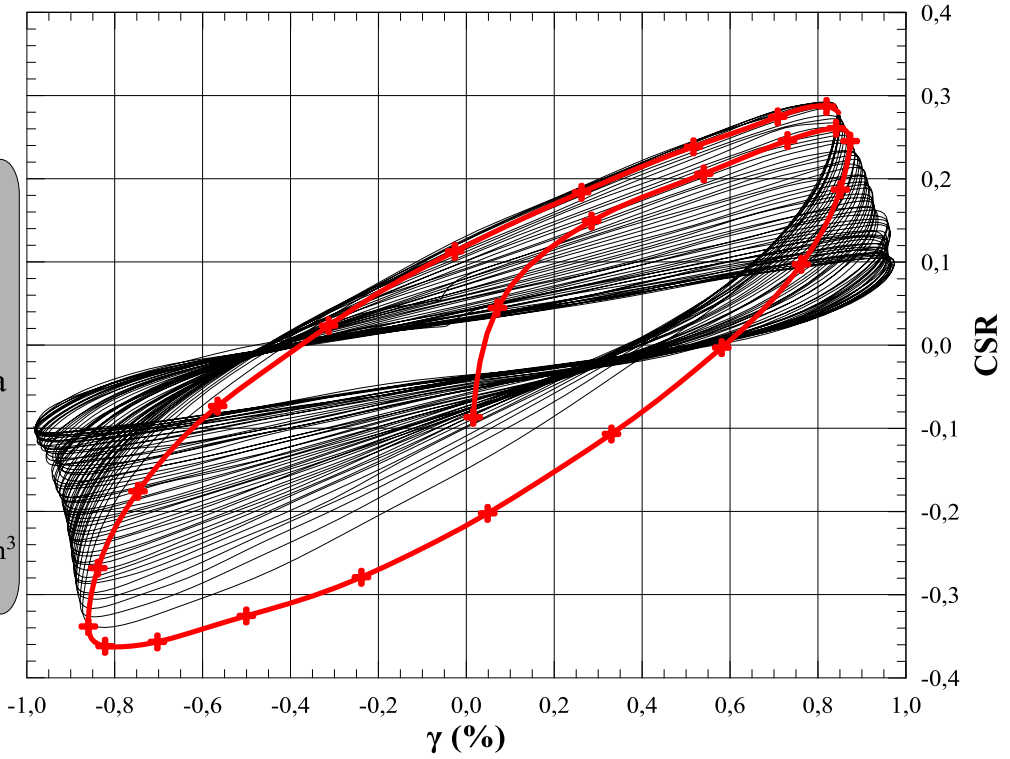
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	70
G_1 (MPa)	3,6



TxSS-S-16

2016-09-27

γ_{cyc} = 0,889%
σ'_c = 95,5 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,63
e_{conso} = 0,52
ρ_{conso} = 2 129 kg/m^3
B = 0,93



Identification	*TxSS-S-17 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-27	*2016-09-27*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,57**
d_0 (mm)	**77,42**
V_0 (cm³)	**129,80**
w_0 (%)	**23,1**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,89**
d_{conso} (mm)	**77,42**
V_{conso} (cm³)	**126,60**
dV_{conso} (cm³)	**3,2**
w_{conso} (%)	**21,6**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,78**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**234,05**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**216,27**
d_{TxSS} (mm)	**79,58**
h_{TxSS} (mm)	**24,61**
V_f (cm³)	**122,40**
ΔV (cm³)	**4,2**
w_f (%)	**19,7**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**200**
s_3 (kPa)	**200**
u (kPa)	**100**
s'_1 (kPa)	**92,9**
s'_3 (kPa)	**92,9**

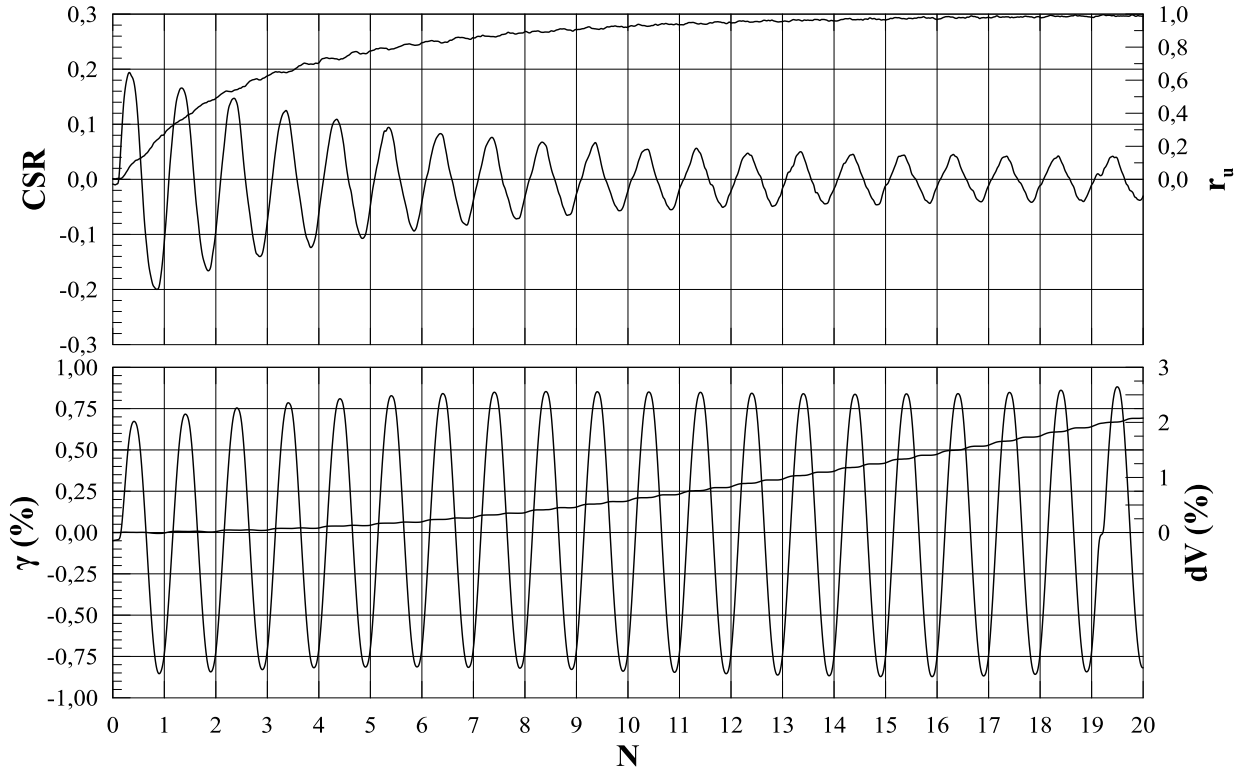
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,803**
f (Hz)	**1**
B	**0,97**

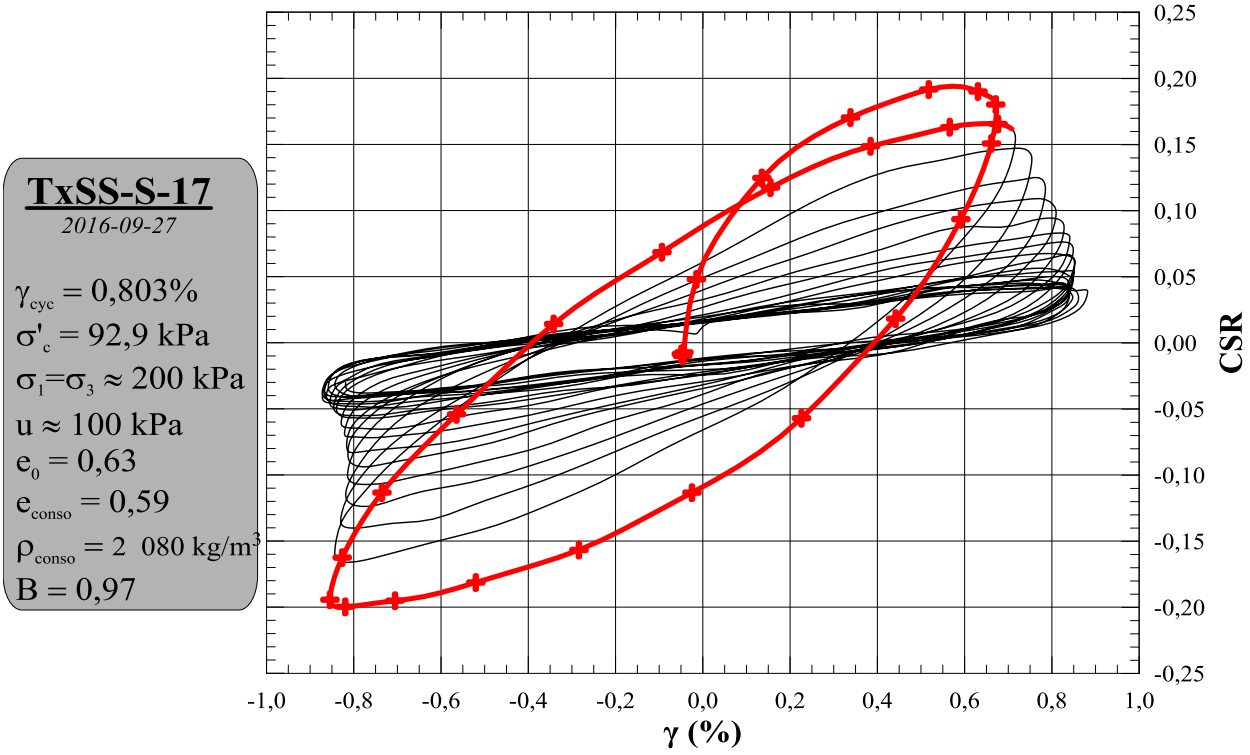
Saturation	
e_0	**0,63**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1666**
p_0 (kg/m³)	**2051**

Consolidation	
e_{conso}	**0,59**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1708**
p_{conso} (kg/m³)	**2078**

Validation	
e_f	**0,53**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1767**
p_f (kg/m³)	**2115**

Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	35
G_1 (MPa)	2,4


CSR
r_u
γ (%)
dV (%)
N


TxSS-S-17
2016-09-27
γ_{cyc} = 0,803%
σ'_c = 92,9 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,63
e_{conso} = 0,59
ρ_{conso} = 2 080 kg/m^3
B = 0,97
CSR
γ (%)

Identification	*TxSS-S-18 (Cellule 1)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-27	*2016-09-28*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,80**
d_0 (mm)	**76,95**
V_0 (cm³)	**129,30**
w_0 (%)	**20,9**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,07**
d_{conso} (mm)	**76,95**
V_{conso} (cm³)	**125,90**
dV_{conso} (cm³)	**3,4**
w_{conso} (%)	**19,4**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,63**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**241,32**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**223,69**
d_{TxSS} (mm)	**77,02**
h_{TxSS} (mm)	**26,31**
V_f (cm³)	**122,60**
ΔV (cm³)	**3,3**
w_f (%)	**17,9**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**250**
s_3 (kPa)	**250**
u (kPa)	**150**
s'_1 (kPa)	**95,0**
s'_3 (kPa)	**95,0**

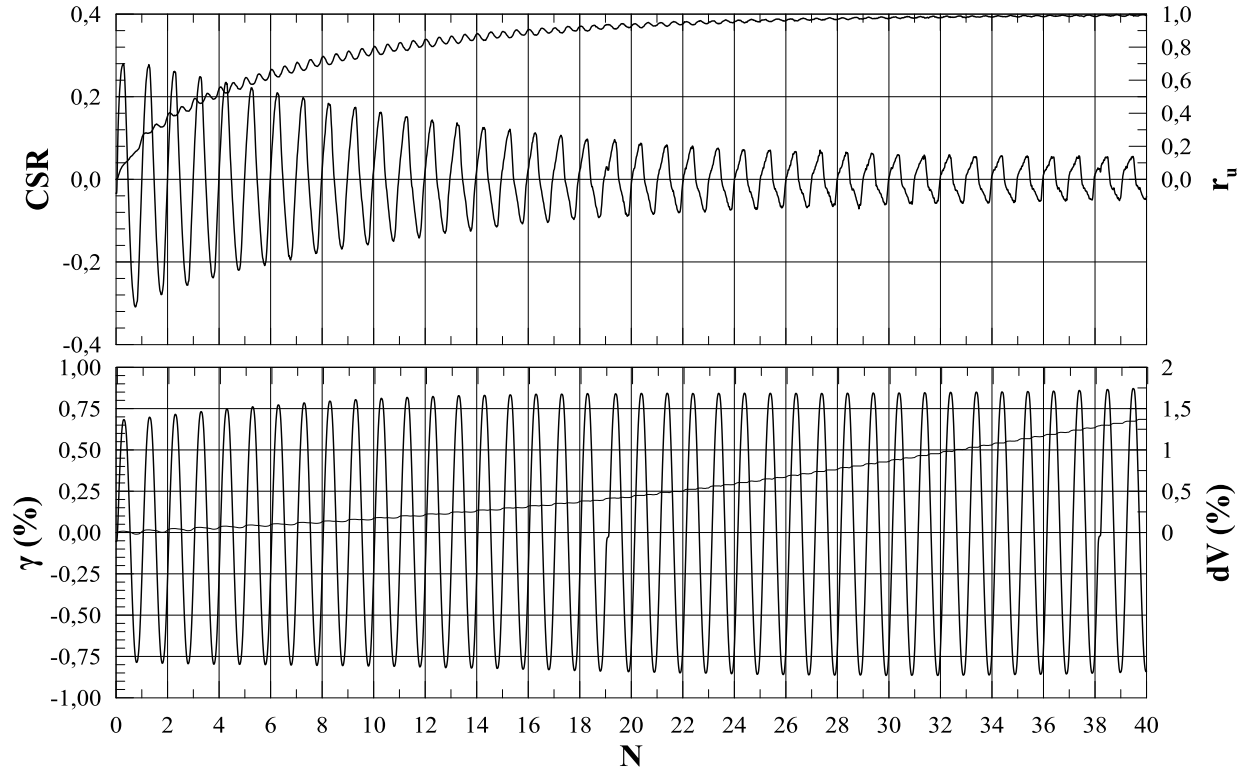
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,787**
f (Hz)	**1**
B	**0,95**

Saturation	
e_0	**0,57**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1730**
p_0 (kg/m³)	**2092**

Consolidation	
e_{conso}	**0,53**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1777**
p_{conso} (kg/m³)	**2121**

Validation	
e_f	**0,49**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1825**
p_f (kg/m³)	**2151**

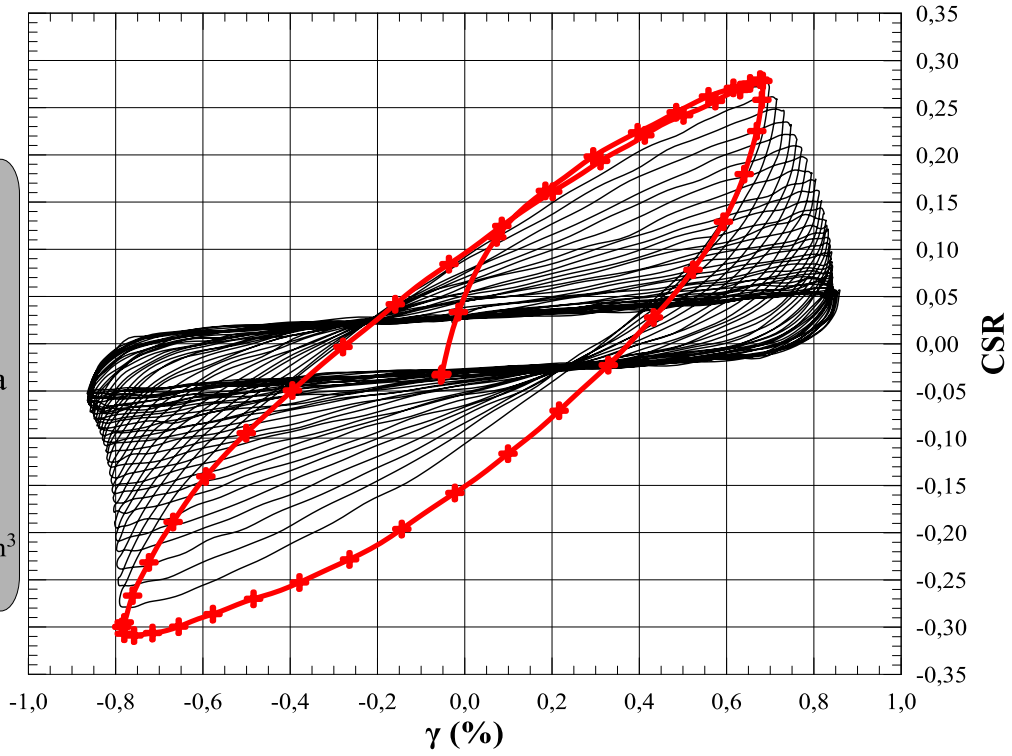
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	20
G_1 (MPa)	3,8



TxSS-S-18

2016-09-28

γ_{cyc} = 0,787%
σ'_c = 95,0 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 250 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,53
ρ_{conso} = 2 124 kg/m^3
B = 0,95



Identification	*TxSS-S-19 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-28	*2016-09-28*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**26,91**
d_0 (mm)	**75,33**
V_0 (cm³)	**119,93**
w_0 (%)	**22,8**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**25,25**
d_{conso} (mm)	**75,33**
V_{conso} (cm³)	**112,53**
dV_{conso} (cm³)	**7,4**
w_{conso} (%)	**19,1**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,65**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**218,58**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**200,93**
d_{TxSS} (mm)	**75,49**
h_{TxSS} (mm)	**24,25**
V_f (cm³)	**108,53**
ΔV (cm³)	**4,0**
w_f (%)	**17,1**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**150**
s_3 (kPa)	**150**
u (kPa)	**50**
s'_1 (kPa)	**94,2**
s'_3 (kPa)	**94,2**

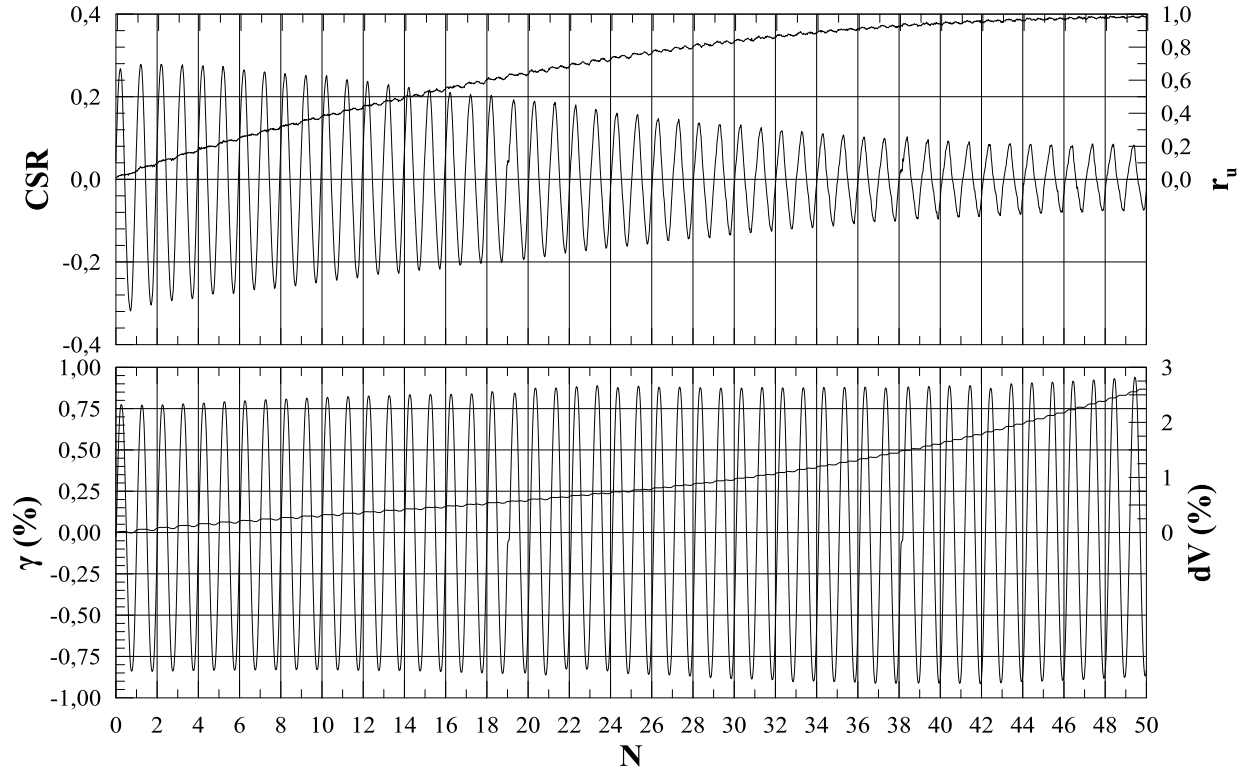
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,845**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,62**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1675**
p_0 (kg/m³)	**2057**

Consolidation	
e_{conso}	**0,52**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1786**
p_{conso} (kg/m³)	**2127**

Validation	
e_f	**0,46**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1851**
p_f (kg/m³)	**2168**

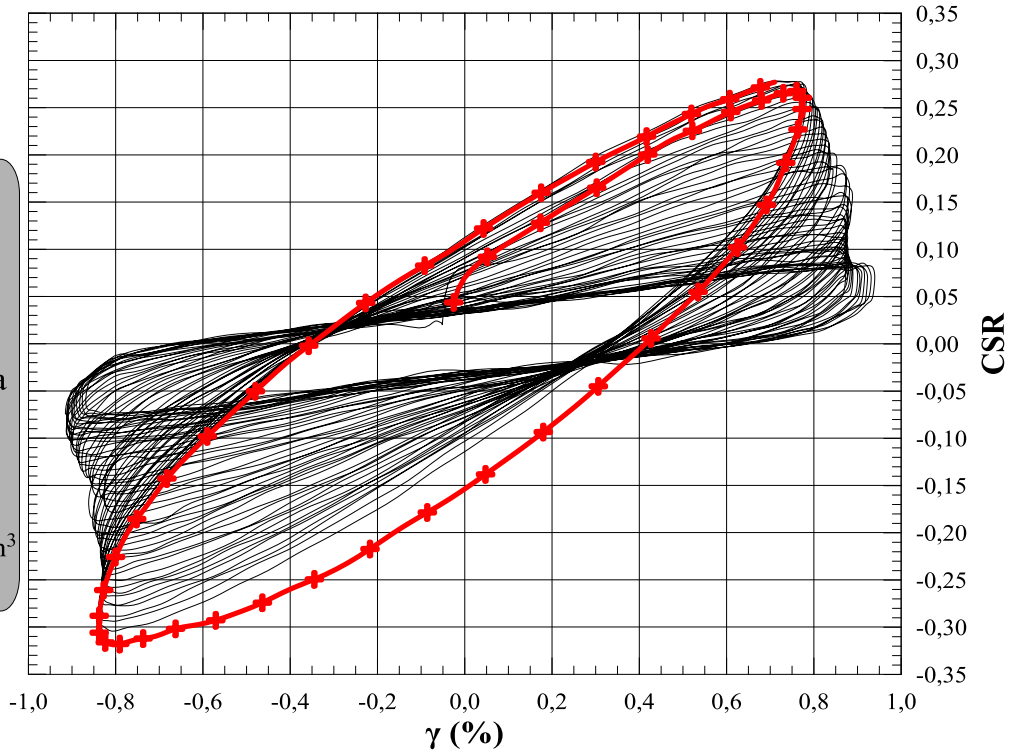
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	13
G_1 (MPa)	3,5



TxSS-S-19

2016-09-28

γ_{cyc} = 0,845
σ'_c = 94,2 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 50 kPa
e_0 = 0,62
e_{conso} = 0,52
ρ_{conso} = 2 127 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-20 (Cellule 1)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-28	*2016-09-28*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**25,10**
d_0 (mm)	**77,83**
V_0 (cm³)	**119,41**
w_0 (%)	**20,8**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**24,07**
d_{conso} (mm)	**77,83**
V_{conso} (cm³)	**114,51**
dV_{conso} (cm³)	**4,9**
w_{conso} (%)	**18,4**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,84**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**224,75**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**206,91**
d_{TxSS} (mm)	**77,91**
h_{TxSS} (mm)	**23,26**
V_f (cm³)	**110,91**
ΔV (cm³)	**3,6**
w_f (%)	**16,7**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**150**
s_3 (kPa)	**150**
u (kPa)	**50**
s'_1 (kPa)	**96,5**
s'_3 (kPa)	**96,5**

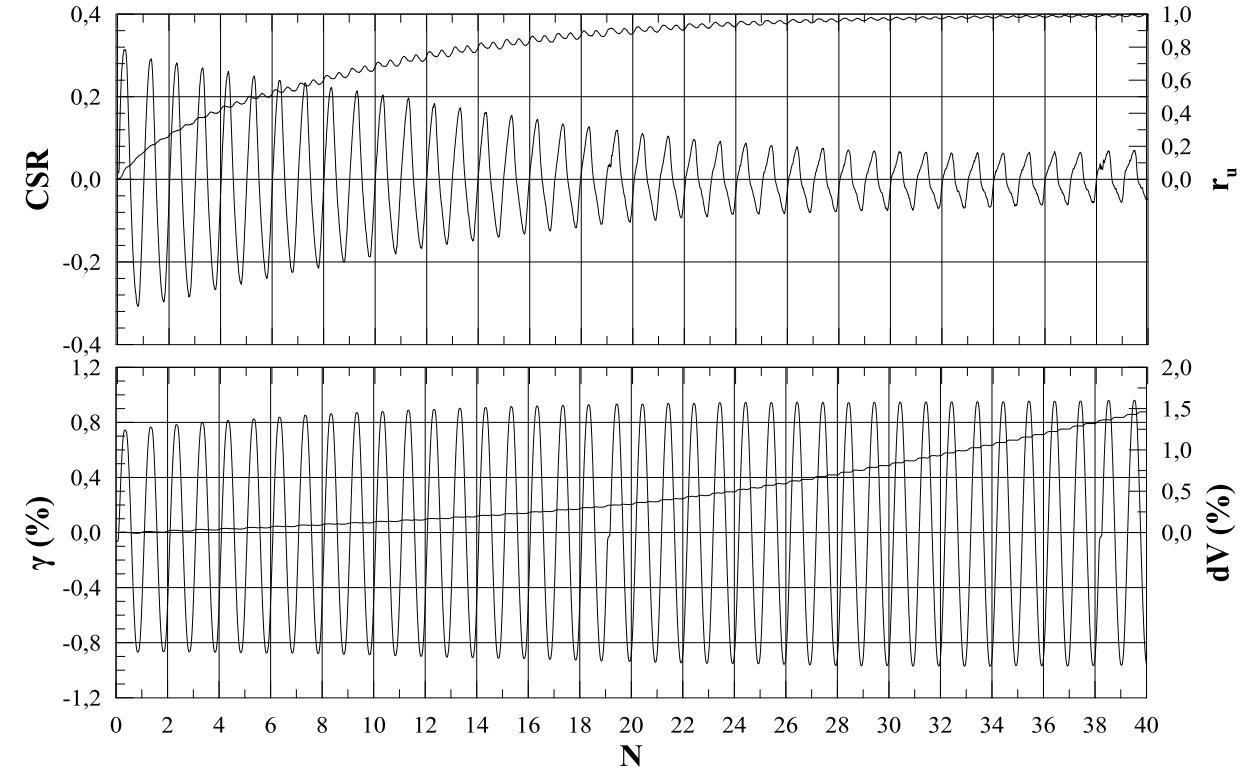
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,866**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,56**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1733**
p_0 (kg/m³)	**2093**

Consolidation	
e_{conso}	**0,50**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1807**
p_{conso} (kg/m³)	**2140**

Validation	
e_f	**0,45**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1866**
p_f (kg/m³)	**2177**

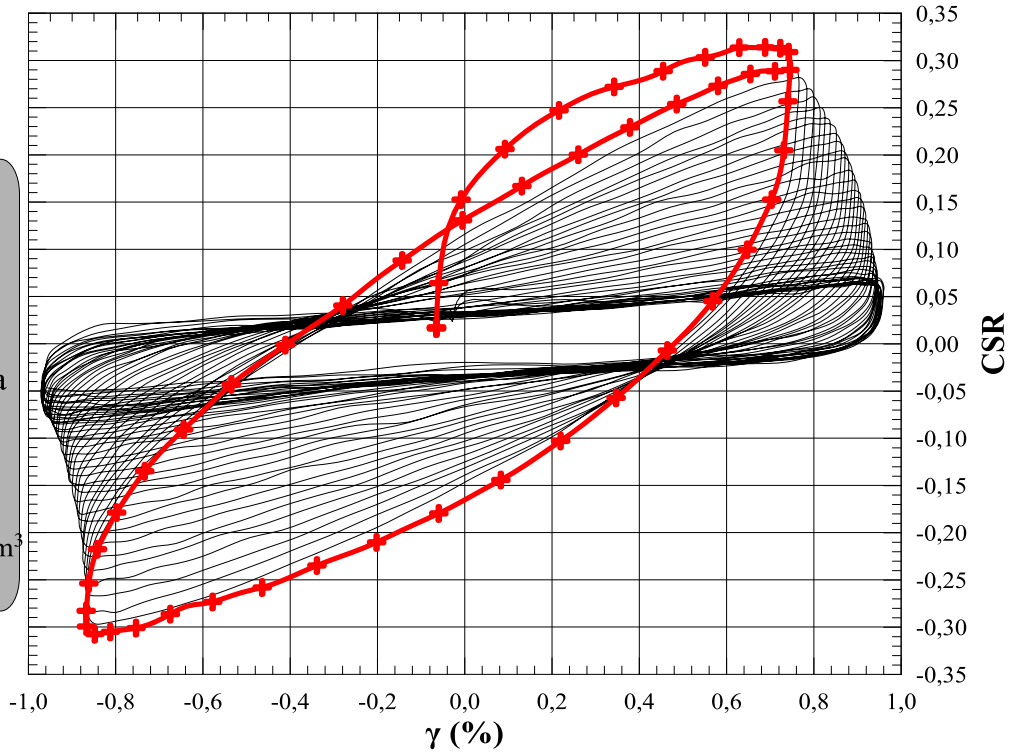
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	133
G_1 (MPa)	3,7



TxSS-S-20

2016-09-28

γ_{cyc} = 0,866%
σ'_c = 96,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 50 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,51
ρ_{conso} = 2 147 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-21 (Cellule 1)*
Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-29	*2016-09-29*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,58**
d_0 (mm)	**80,83**
V_0 (cm³)	**141,54**
w_0 (%)	**21,1**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,00**
d_{conso} (mm)	**80,83**
V_{conso} (cm³)	**138,54**
dV_{conso} (cm³)	**3,0**
w_{conso} (%)	**19,9**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,82**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**261,83**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**244,01**
d_{TxSS} (mm)	**80,47**
h_{TxSS} (mm)	**26,71**
V_f (cm³)	**135,84**
ΔV (cm³)	**2,7**
w_f (%)	**18,8**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**400**
s_3 (kPa)	**400**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**95,0**
s'_3 (kPa)	**95,0**

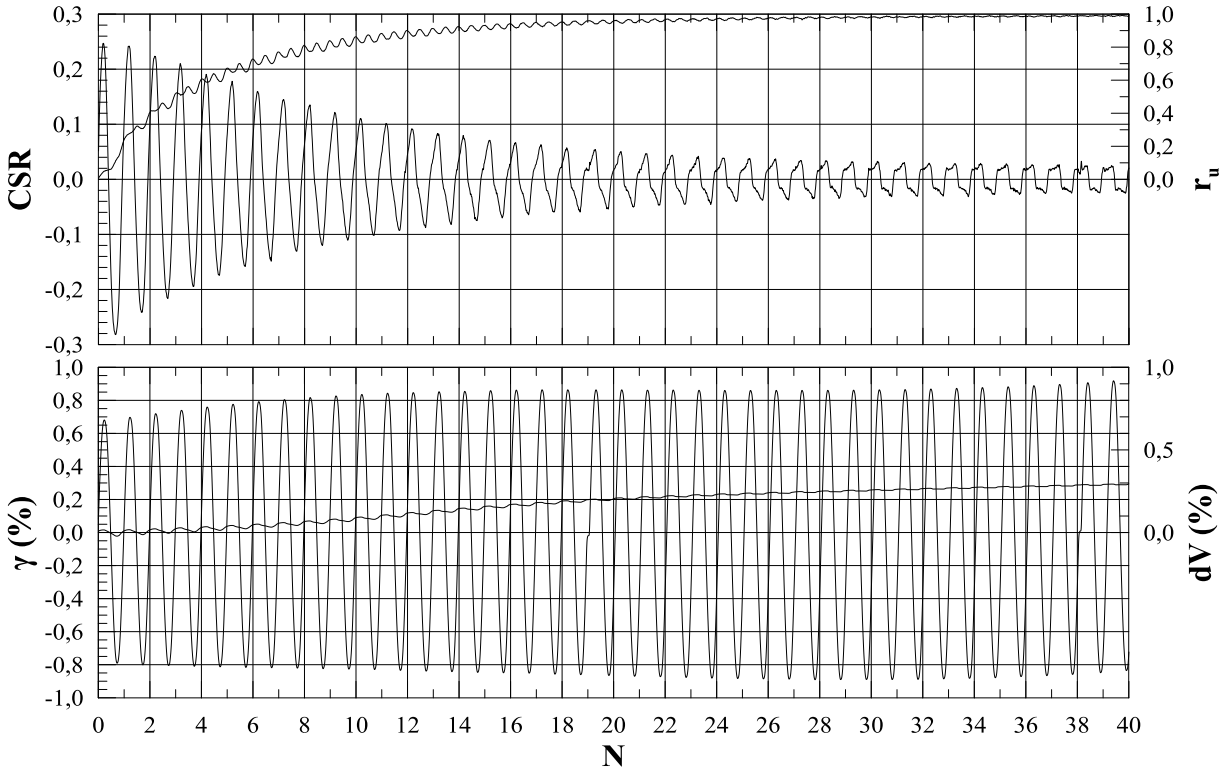
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,794**
f (Hz)	**1**
B	**0,93**

Saturation	
e_0	**0,57**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1724**
p_0 (kg/m³)	**2088**

Consolidation	
e_{conso}	**0,54**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1761**
p_{conso} (kg/m³)	**2111**

Validation	
e_f	**0,51**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1796**
p_f (kg/m³)	**2133**

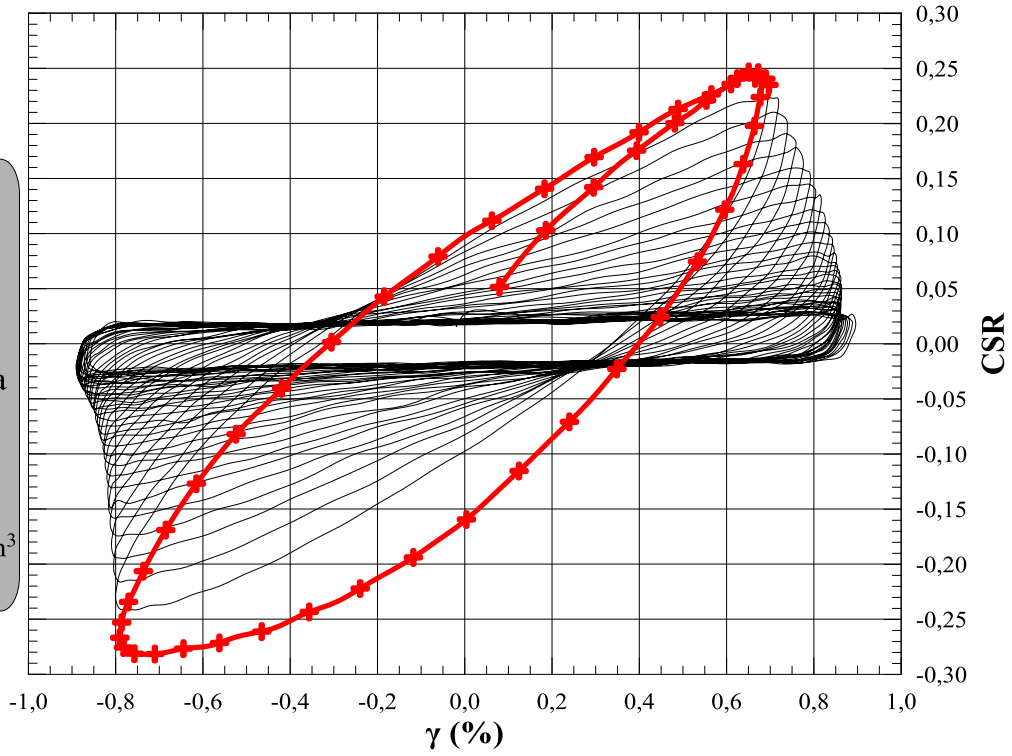
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	26
G_1 (MPa)	5,9



TxSS-S-21

2016-09-29

γ_{cyc} = 0,794%
σ'_c = 95,0 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 400 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,54
ρ_{conso} = 2 114 kg/m^3
B = 0,93



Identification	*TxSS-S-22 Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-09-29	*2016-10-04*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,97**
d_0 (mm)	**78,78**
V_0 (cm³)	**136,34**
w_0 (%)	**21,5**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,17**
d_{conso} (mm)	**78,78**
V_{conso} (cm³)	**132,44**
dV_{conso} (cm³)	**3,9**
w_{conso} (%)	**19,9**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,56**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**250,88**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**233,32**
d_{TxSS} (mm)	**79,70**
h_{TxSS} (mm)	**25,80**
V_f (cm³)	**128,74**
ΔV (cm³)	**3,7**
w_f (%)	**18,3**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**300**
s_3 (kPa)	**300**
u (kPa)	**200**
s'_1 (kPa)	**98,2**
s'_3 (kPa)	**98,2**

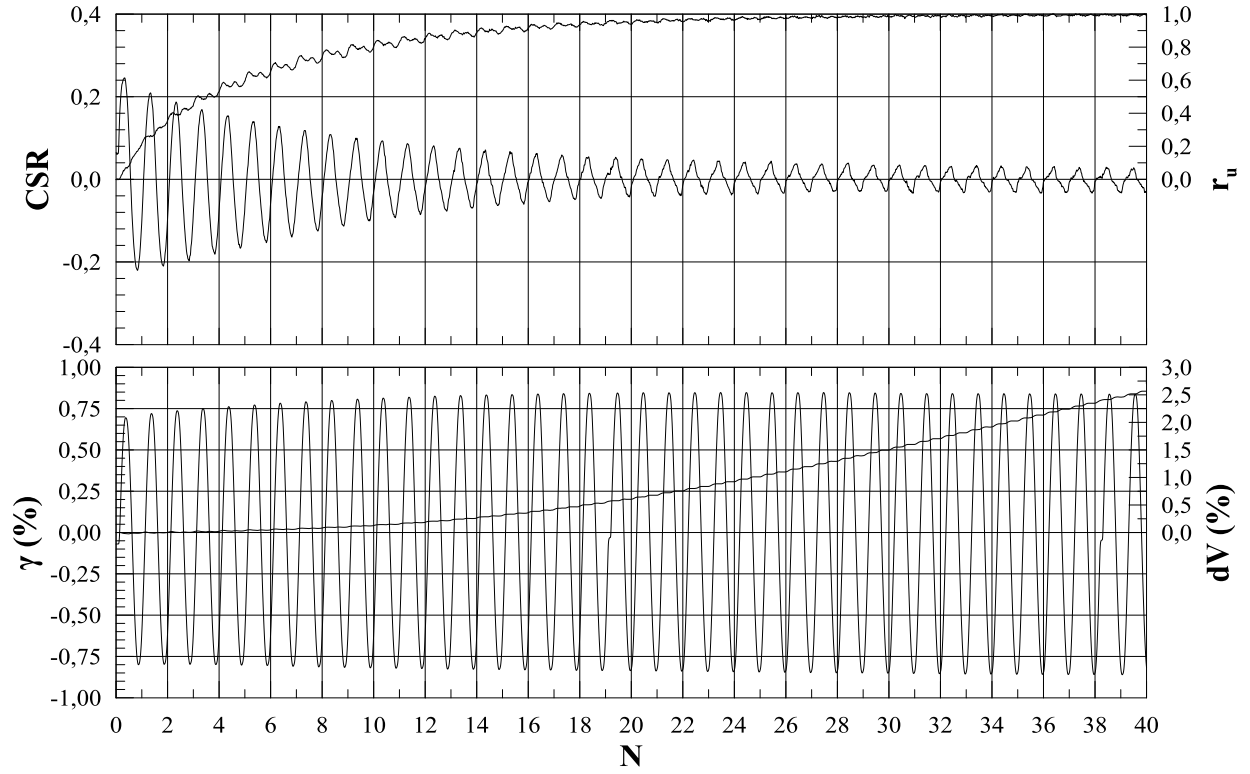
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,777**
f (Hz)	**1**
B	**0,95**

Saturation	
e_0	**0,58**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1711**
p_0 (kg/m³)	**2080**

Consolidation	
e_{conso}	**0,54**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1762**
p_{conso} (kg/m³)	**2112**

Validation	
e_f	**0,50**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1812**
p_f (kg/m³)	**2144**

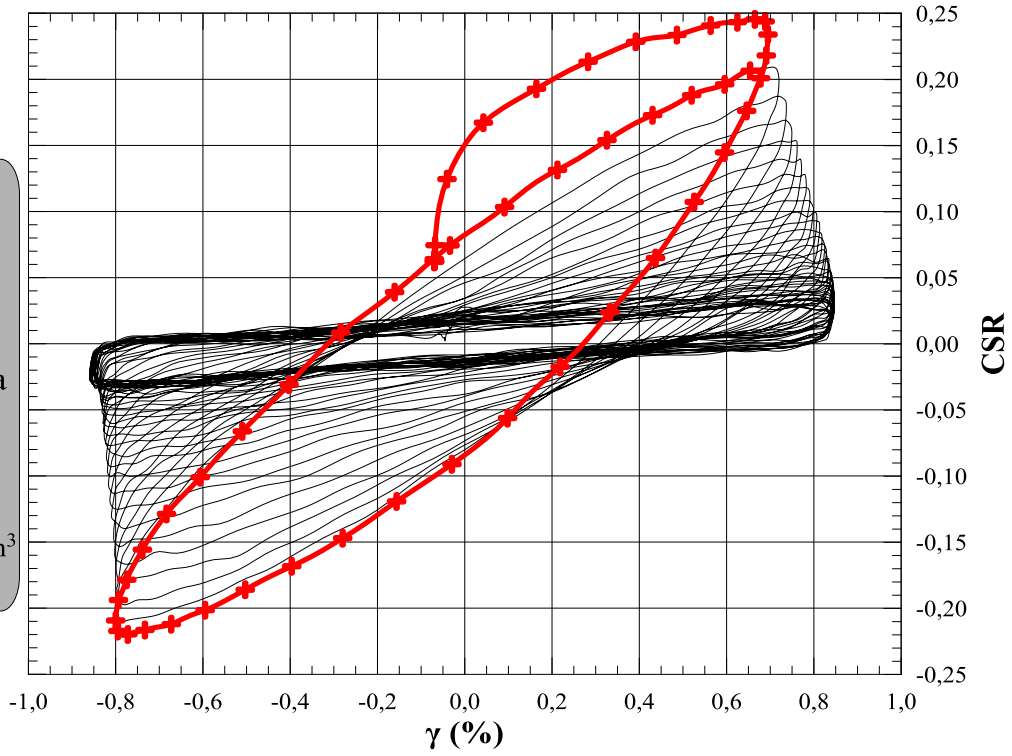
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	56
G_1 (MPa)	3,1



TxSS-S-22

2016-10-04

γ_{cyc} = 0,777%
σ'_c = 98,2 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 300 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,59
e_{conso} = 0,54
ρ_{conso} = 2 114 kg/m^3
B = 0,95



Identification	*TxSS-S-23 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-04	*2016-10-04*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**29,59**
d_0 (mm)	**76,46**
V_0 (cm³)	**135,89**
w_0 (%)	**20,8**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**28,83**
d_{conso} (mm)	**76,46**
V_{conso} (cm³)	**132,39**
dV_{conso} (cm³)	**3,5**
w_{conso} (%)	**19,3**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,81**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**253,35**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**235,54**
d_{TxSS} (mm)	**78,25**
h_{TxSS} (mm)	**26,72**
V_f (cm³)	**128,49**
ΔV (cm³)	**3,9**
w_f (%)	**17,6**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**200**
s_3 (kPa)	**200**
u (kPa)	**100**
s'_1 (kPa)	**96,4**
s'_3 (kPa)	**96,4**

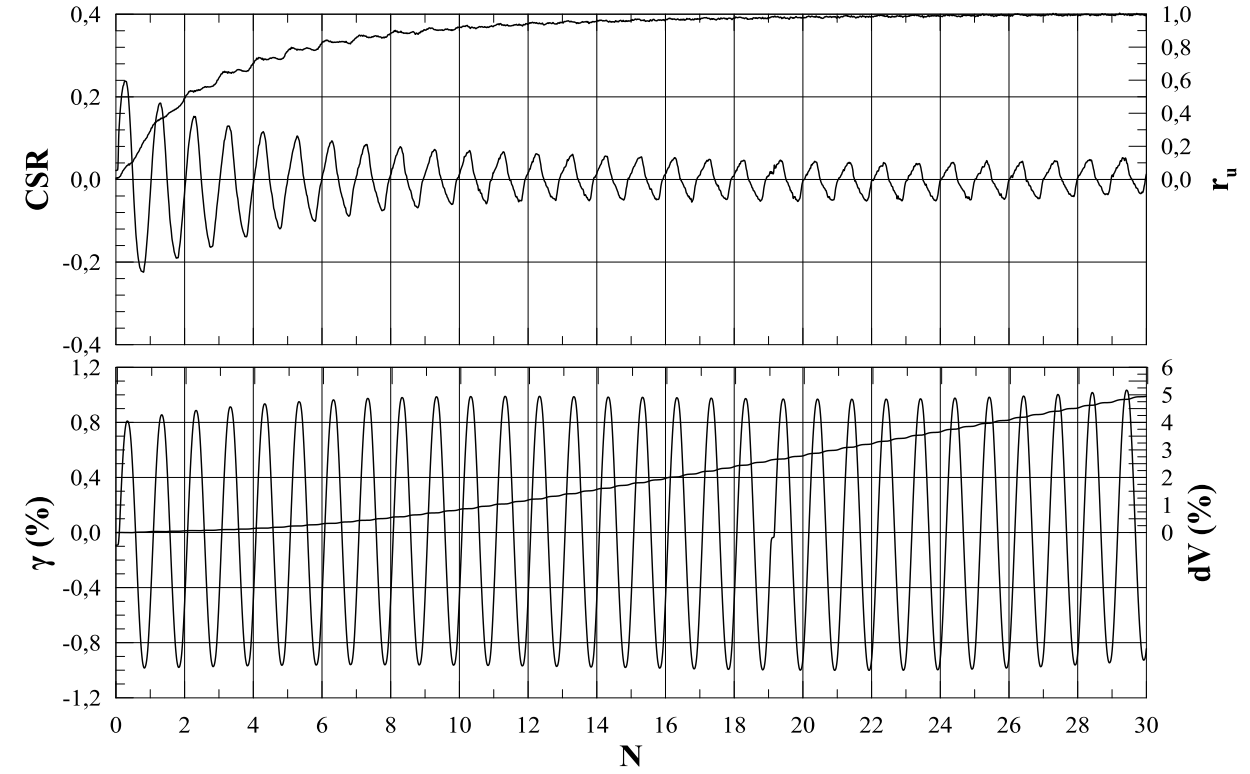
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,300**
g_{cyc} (%)	**0,938**
f (Hz)	**1**
B	**0,95**

Saturation	
e_0	**0,56**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1733**
p_0 (kg/m³)	**2094**

Consolidation	
e_{conso}	**0,52**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1779**
p_{conso} (kg/m³)	**2123**

Validation	
e_f	**0,48**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1833**
p_f (kg/m³)	**2157**

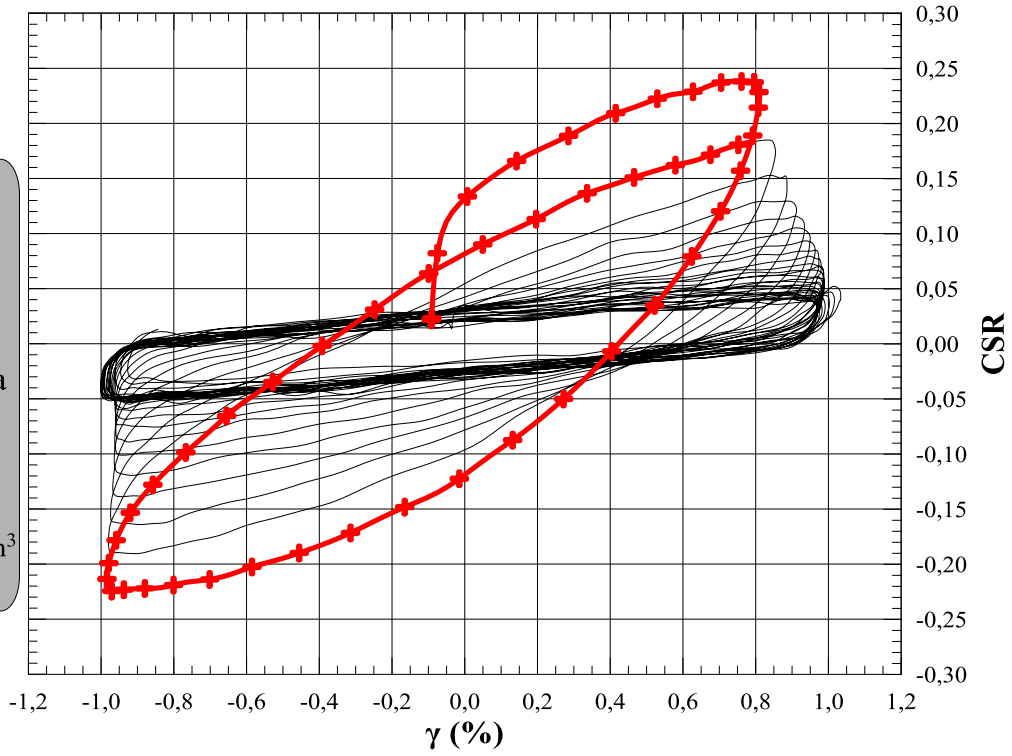
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	71
G_1 (MPa)	2,5



TxSS-S-23

2016-10-04

γ_{cyc} = 0,938%
σ'_c = 96,4 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,53
ρ_{conso} = 2 125 kg/m^3
B = 0,95



Identification	*TxSS-S-24 (Cellule 1)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-01-04	*2016-10-06*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**26,52**
d_0 (mm)	**78,67**
V_0 (cm³)	**128,93**
w_0 (%)	**19,1**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,13**
d_{conso} (mm)	**78,67**
V_{conso} (cm³)	**127,03**
dV_{conso} (cm³)	**1,9**
w_{conso} (%)	**18,2**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,84**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**248,22**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**230,38**
d_{TxSS} (mm)	**78,15**
h_{TxSS} (mm)	**25,94**
V_f (cm³)	**124,43**
ΔV (cm³)	**2,6**
w_f (%)	**17,1**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**300**
s_3 (kPa)	**300**
u (kPa)	**200**
s'_1 (kPa)	**101,1**
s'_3 (kPa)	**101,1**

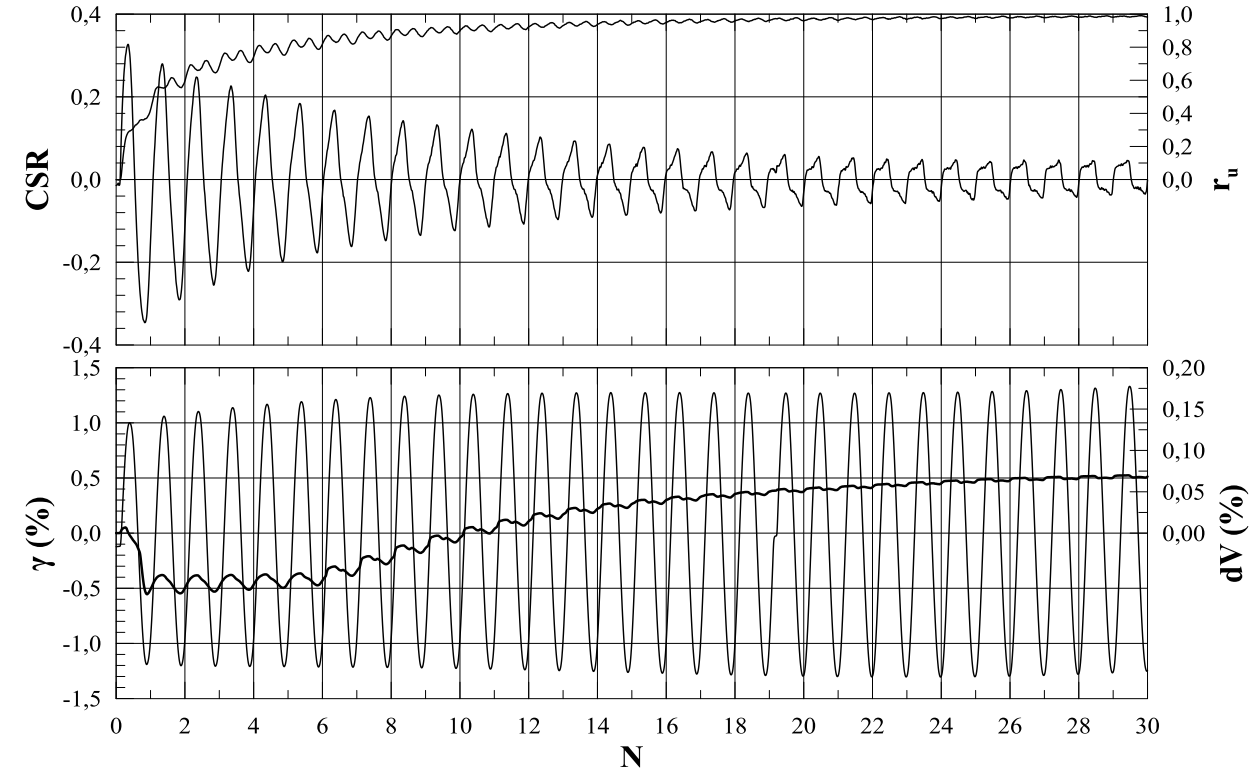
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,350**
g_{cyc} (%)	**1,180**
f (Hz)	**1**
B	**0,97**

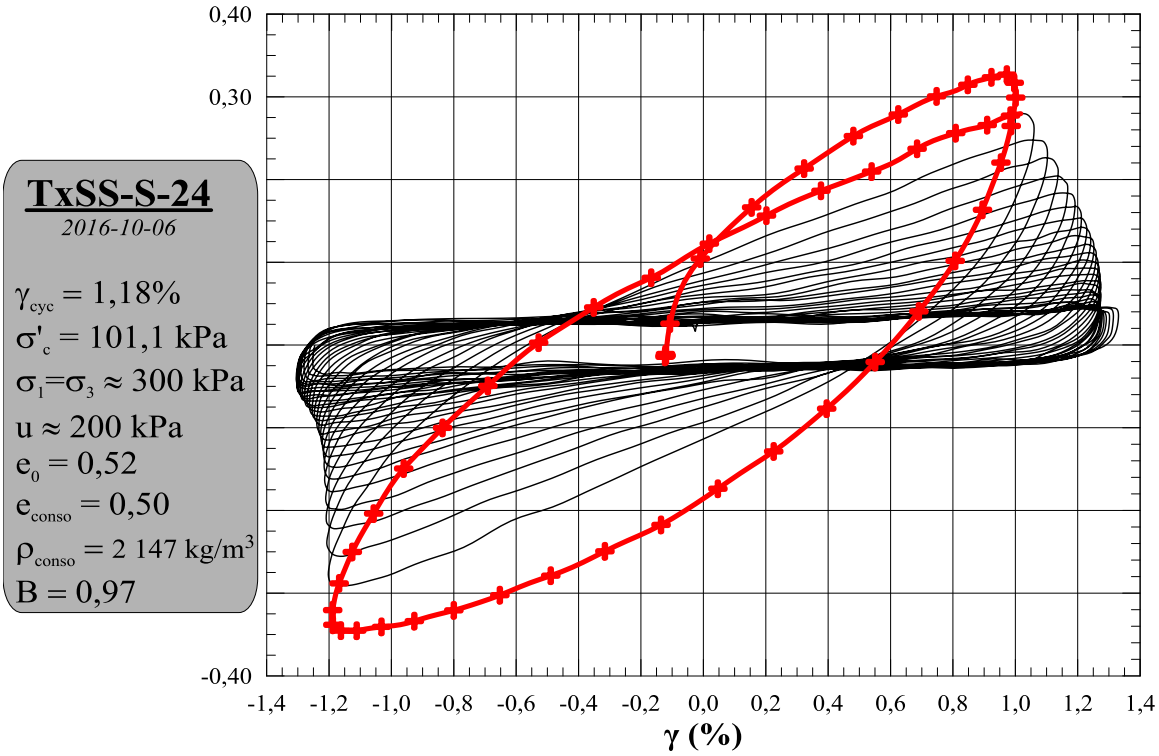
Saturation	
e_0	**0,52**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1787**
p_0 (kg/m³)	**2128**

Consolidation	
e_{conso}	**0,49**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1814**
p_{conso} (kg/m³)	**2144**

Validation	
e_f	**0,46**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1852**
p_f (kg/m³)	**2168**

Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	38
G_1 (MPa)	3,1





TxSS-S-24

2016-10-06

γ_{cyc} = 1,18%
σ'_c = 101,1 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 300 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,52
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 147 kg/m^3
B = 0,97

Identification	*TxSS-S-25 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-06	*2016-10-07*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**20,17**
d_0 (mm)	**81,67**
V_0 (cm³)	**105,67**
w_0 (%)	**18,7**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**19,56**
d_{conso} (mm)	**81,67**
V_{conso} (cm³)	**102,47**
dV_{conso} (cm³)	**3,2**
w_{conso} (%)	**17,1**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,89**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**207,80**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**189,91**
d_{TxSS} (mm)	**81,52**
h_{TxSS} (mm)	**19,12**
V_f (cm³)	**99,77**
ΔV (cm³)	**2,7**
w_f (%)	**15,6**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**350**
s_3 (kPa)	**350**
u (kPa)	**250**
s'_1 (kPa)	**93,5**
s'_3 (kPa)	**93,5**

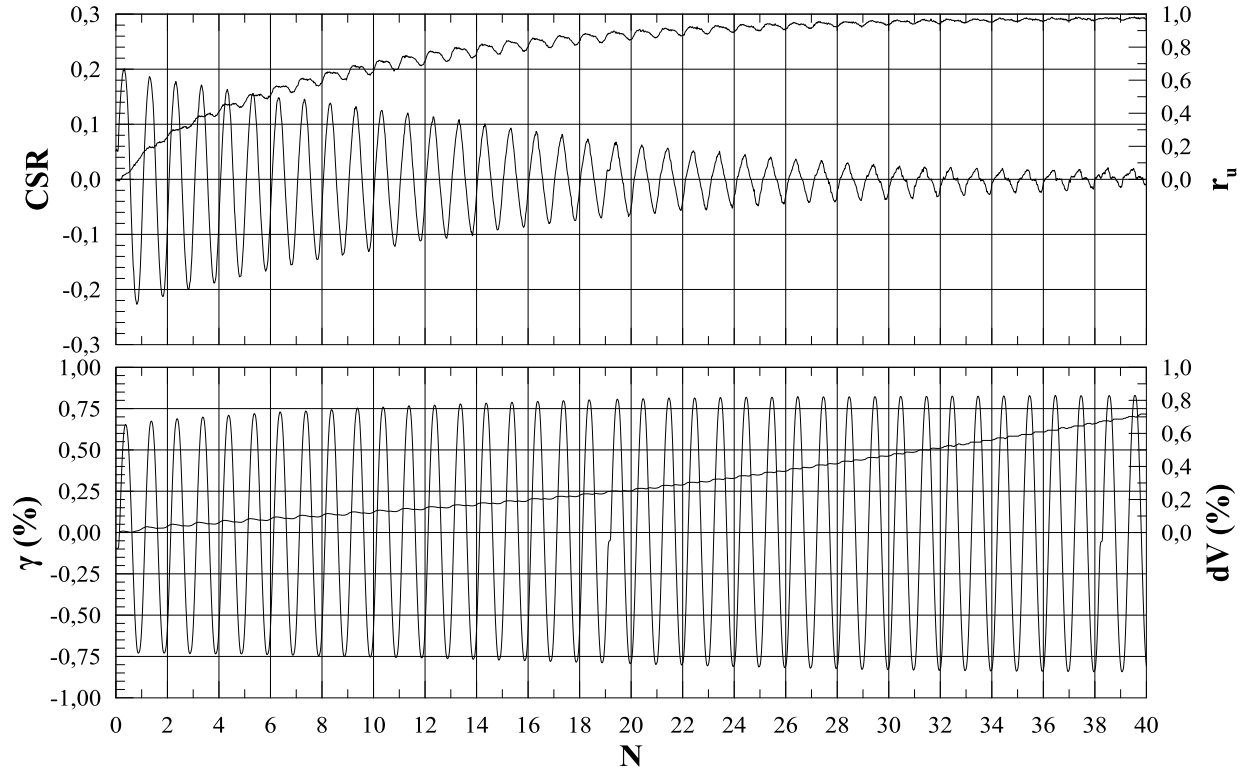
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,180**
g_{cyc} (%)	**0,741**
f (Hz)	**1**
B	**0,95**

Saturation	
e_0	**0,51**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1797**
p_0 (kg/m³)	**2134**

Consolidation	
e_{conso}	**0,46**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1853**
p_{conso} (kg/m³)	**2169**

Validation	
e_f	**0,42**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1904**
p_f (kg/m³)	**2201**

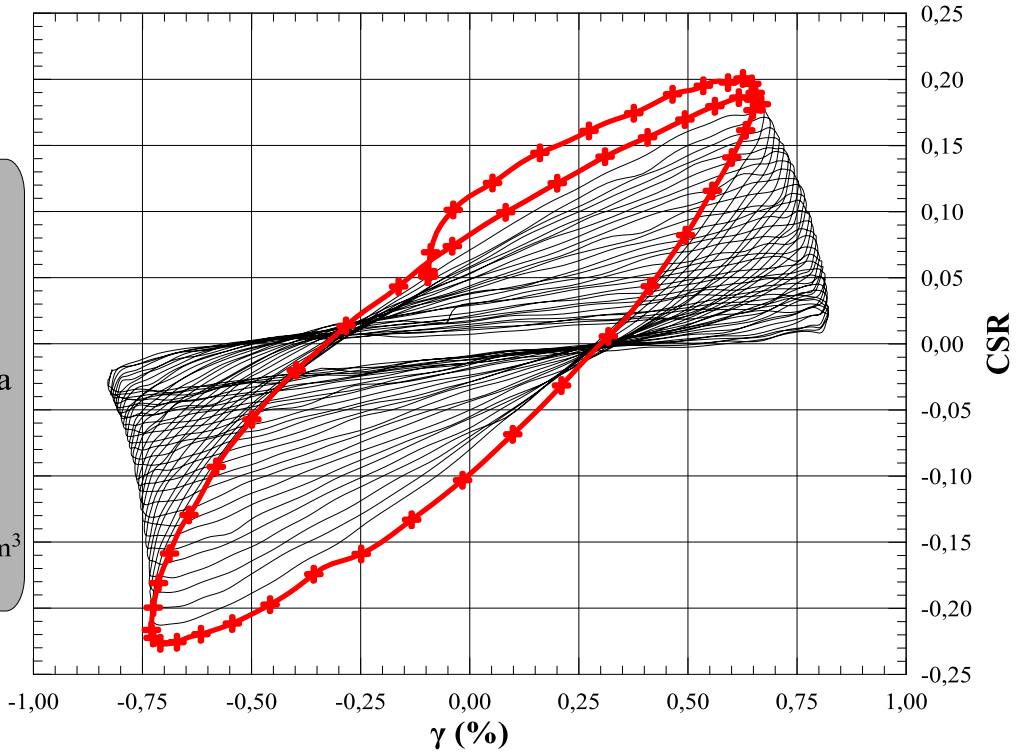
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	41
G_1 (MPa)	2,9



TxSS-S-25

2016-10-07

γ_{cyc} = 0,741%
σ'_c = 93,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 350 kPa
u ≈ 250 kPa
e_0 = 0,51
e_{conso} = 0,47
ρ_{conso} = 2 172 kg/m^3
B = 0,95



Identification	*TxSS-S-26 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-07	*2016-10-11*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**30,01**
d_0 (mm)	**78,04**
V_0 (cm³)	**143,55**
w_0 (%)	**19,6**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**29,01**
d_{conso} (mm)	**78,04**
V_{conso} (cm³)	**138,75**
dV_{conso} (cm³)	**4,8**
w_{conso} (%)	**17,7**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,97**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**272,20**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**254,23**
d_{TxSS} (mm)	**78,03**
h_{TxSS} (mm)	**28,62**
V_f (cm³)	**136,85**
ΔV (cm³)	**1,9**
w_f (%)	**16,9**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**200**
s_3 (kPa)	**200**
u (kPa)	**100**
s'_1 (kPa)	**96,1**
s'_3 (kPa)	**96,1**

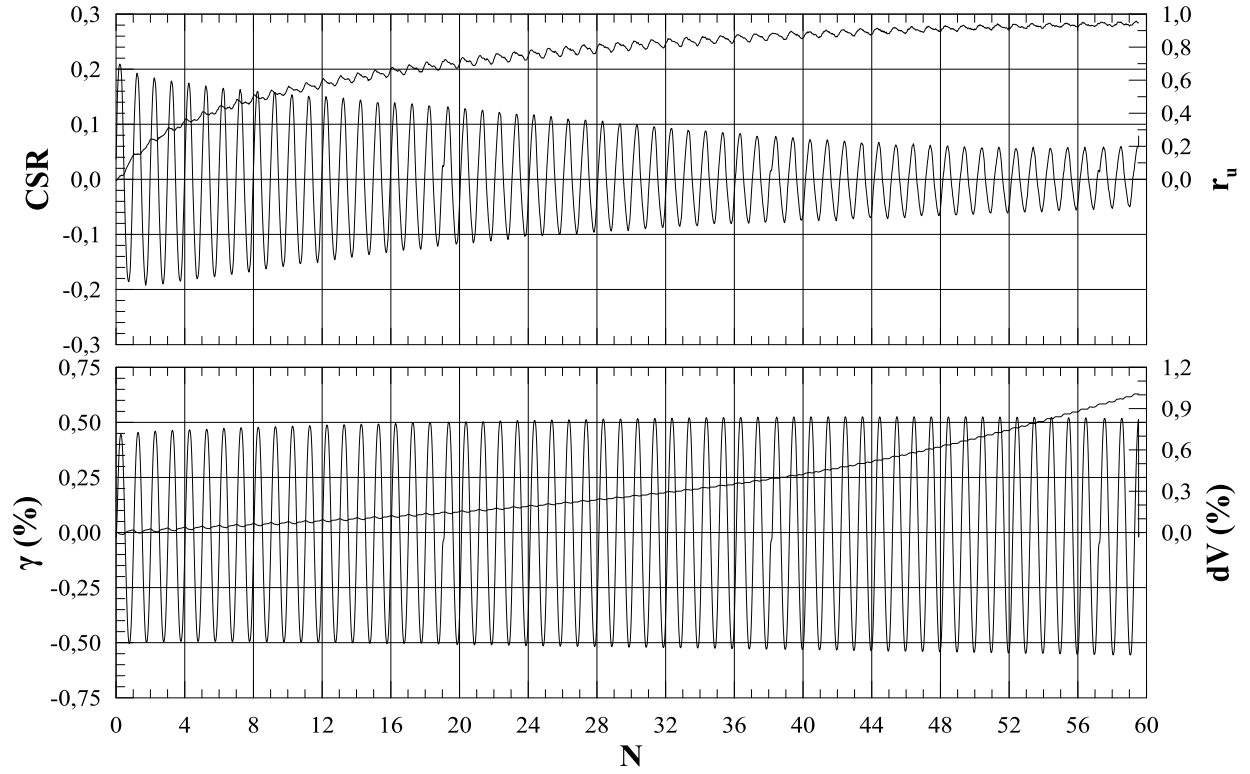
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,180**
g_{cyc} (%)	**0,495**
f (Hz)	**1**
B	**0,95**

Saturation	
e_0	**0,53**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1771**
p_0 (kg/m³)	**2118**

Consolidation	
e_{conso}	**0,48**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1832**
p_{conso} (kg/m³)	**2156**

Validation	
e_f	**0,46**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1858**
p_f (kg/m³)	**2172**

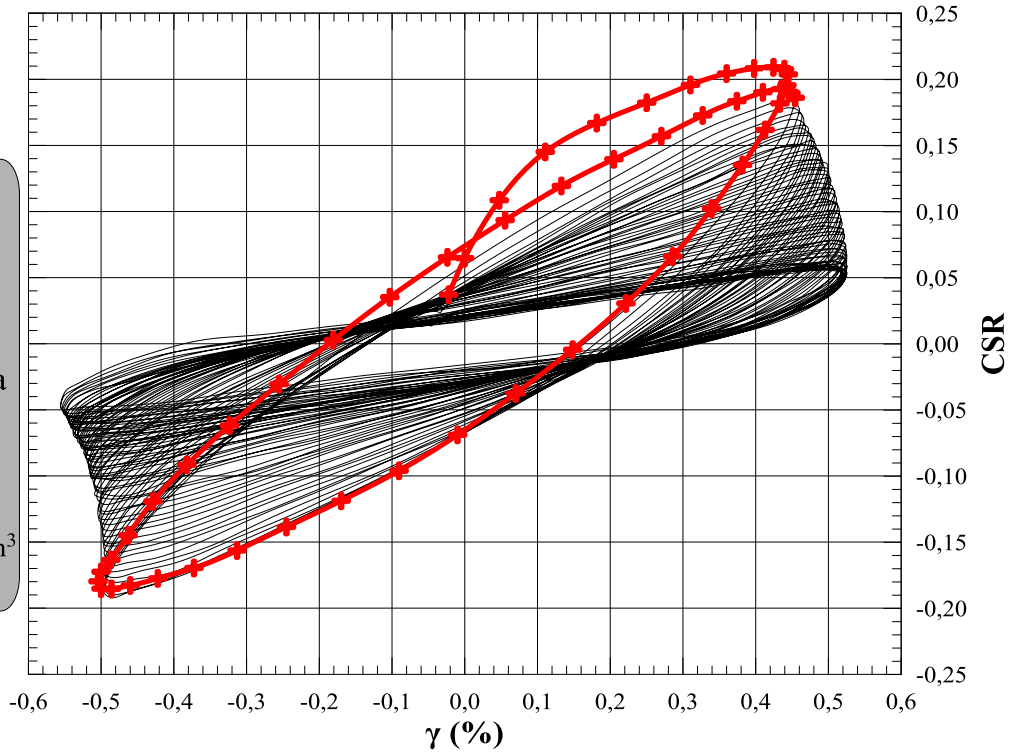
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	13
G_1 (MPa)	4,0



TxSS-S-26

2016-10-11

γ_{cyc} = 0,495%
σ'_c = 96,1 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,48
ρ_{conso} = 2 159 kg/m^3
B = 0,95



Identification	*TxSS-S-44 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-11-17	*2016-11-17*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,91**
d_0 (mm)	**77,74**
V_0 (cm³)	**132,47**
w_0 (%)	**20,7**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,94**
d_{conso} (mm)	**77,74**
V_{conso} (cm³)	**127,87**
dV_{conso} (cm³)	**4,6**
w_{conso} (%)	**18,7**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,45**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**247,51**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**230,06**
d_{TxSS} (mm)	**78,65**
h_{TxSS} (mm)	**25,54**
V_f (cm³)	**124,07**
ΔV (cm³)	**3,8**
w_f (%)	**17,0**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**350**
s_3 (kPa)	**350**
u (kPa)	**250**
s'_1 (kPa)	**100,3**
s'_3 (kPa)	**100,3**

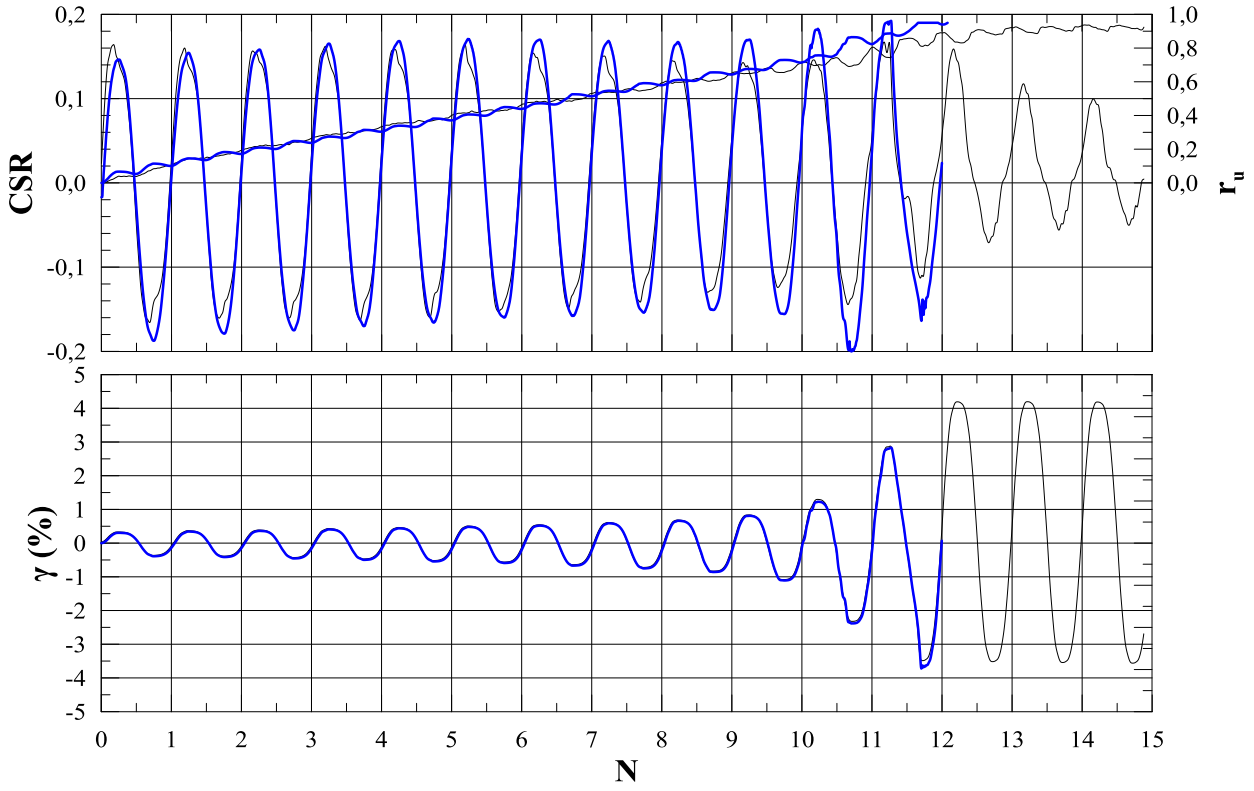
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**N/A**
CSR	**0,167**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

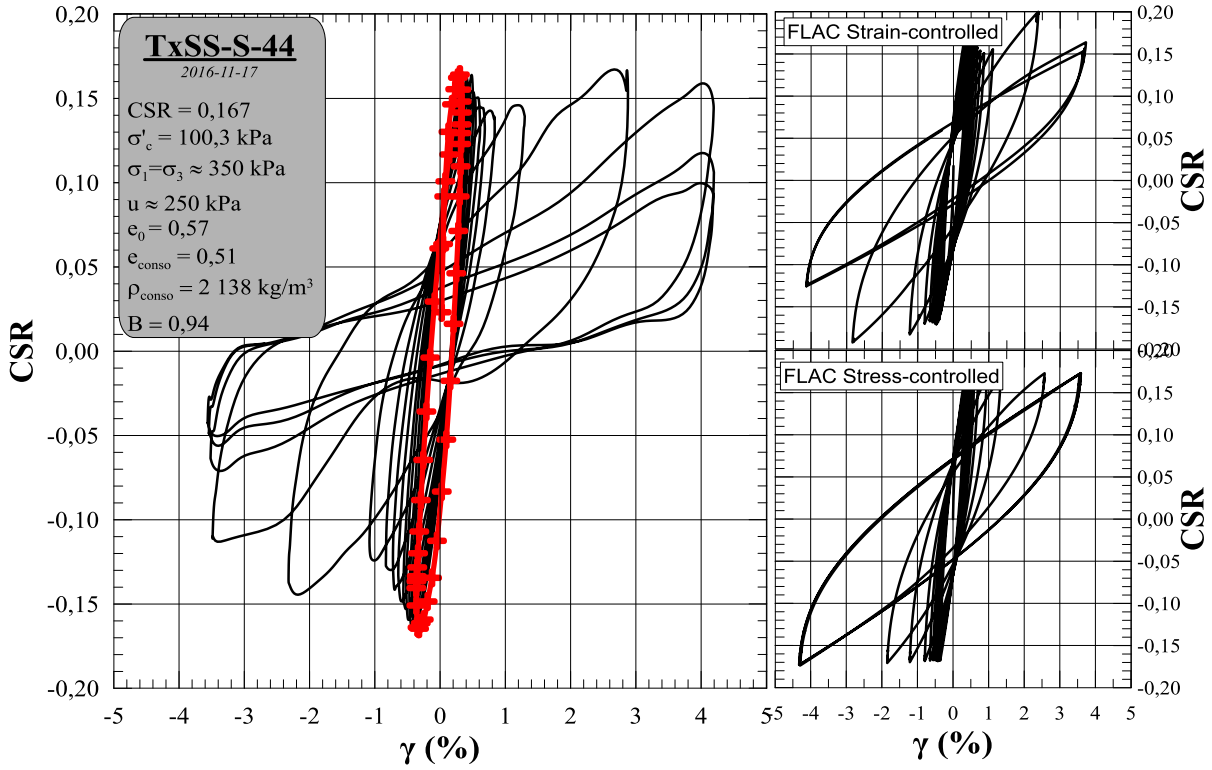
Saturation	
e_0	**0,56**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1737**
p_0 (kg/m³)	**2096**

Consolidation	
e_{conso}	**0,51**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1799**
p_{conso} (kg/m³)	**2135**

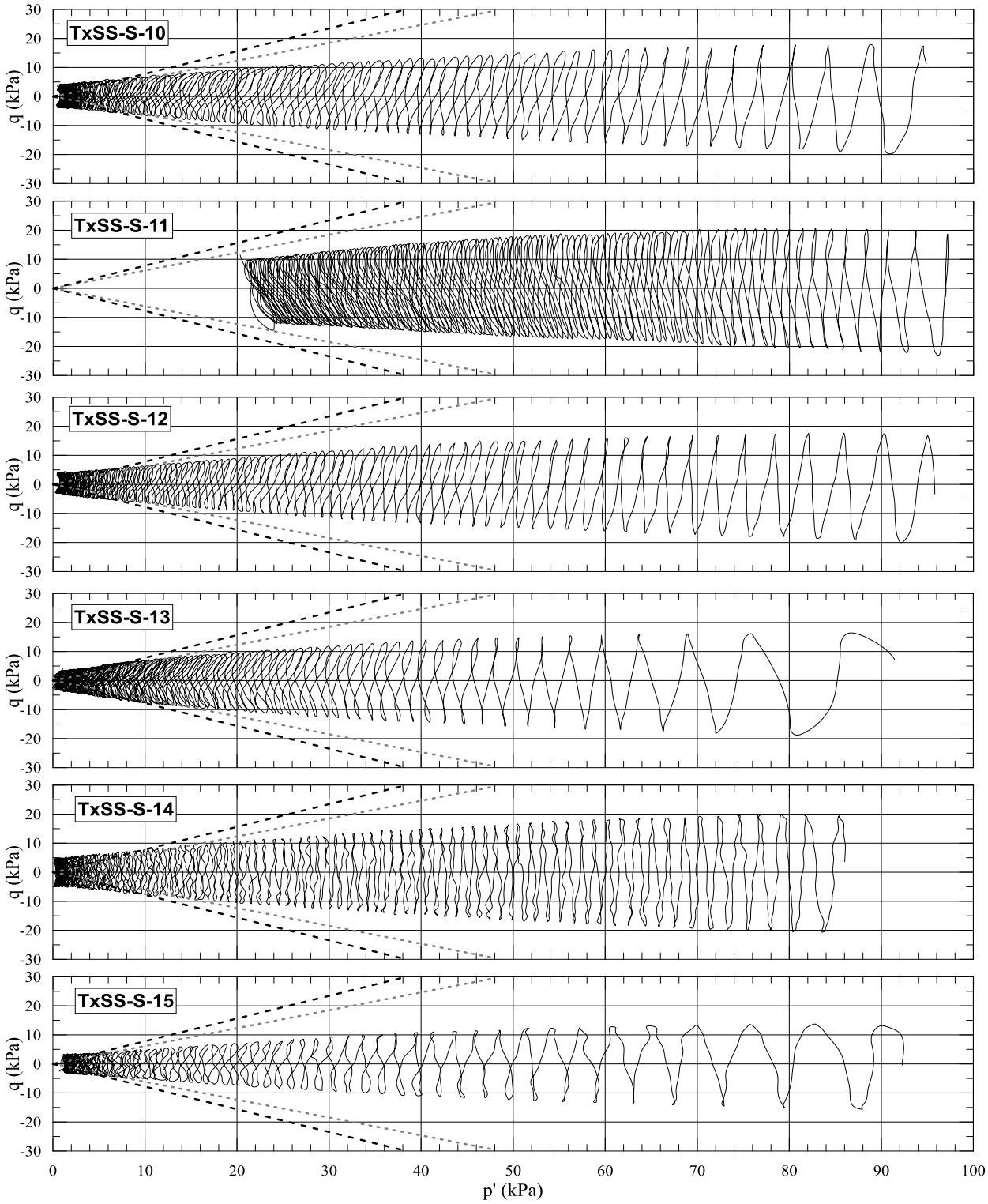
Validation	
e_f	**0,46**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1854**
p_f (kg/m³)	**2170**

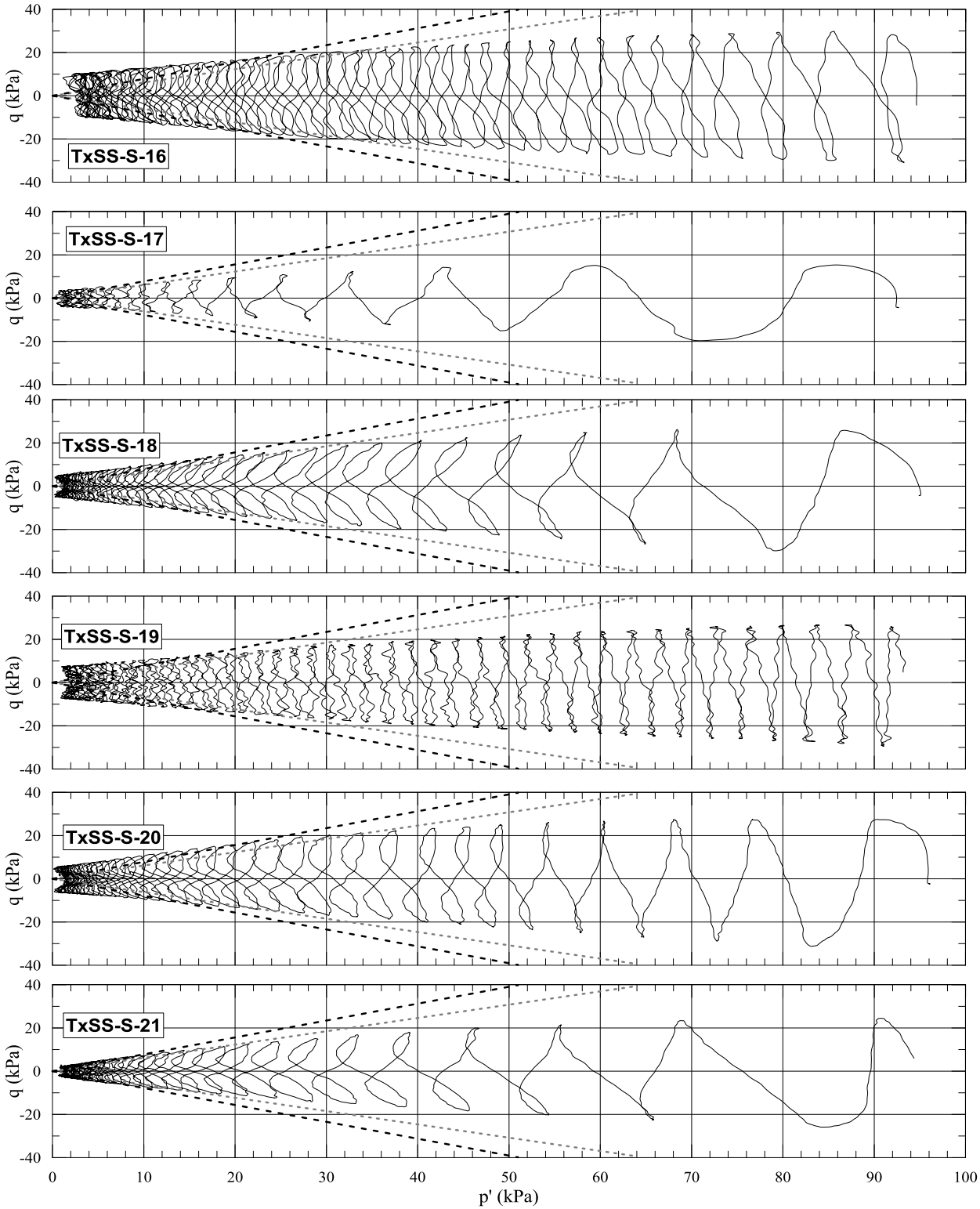
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	25
G_1 (MPa)	5,4

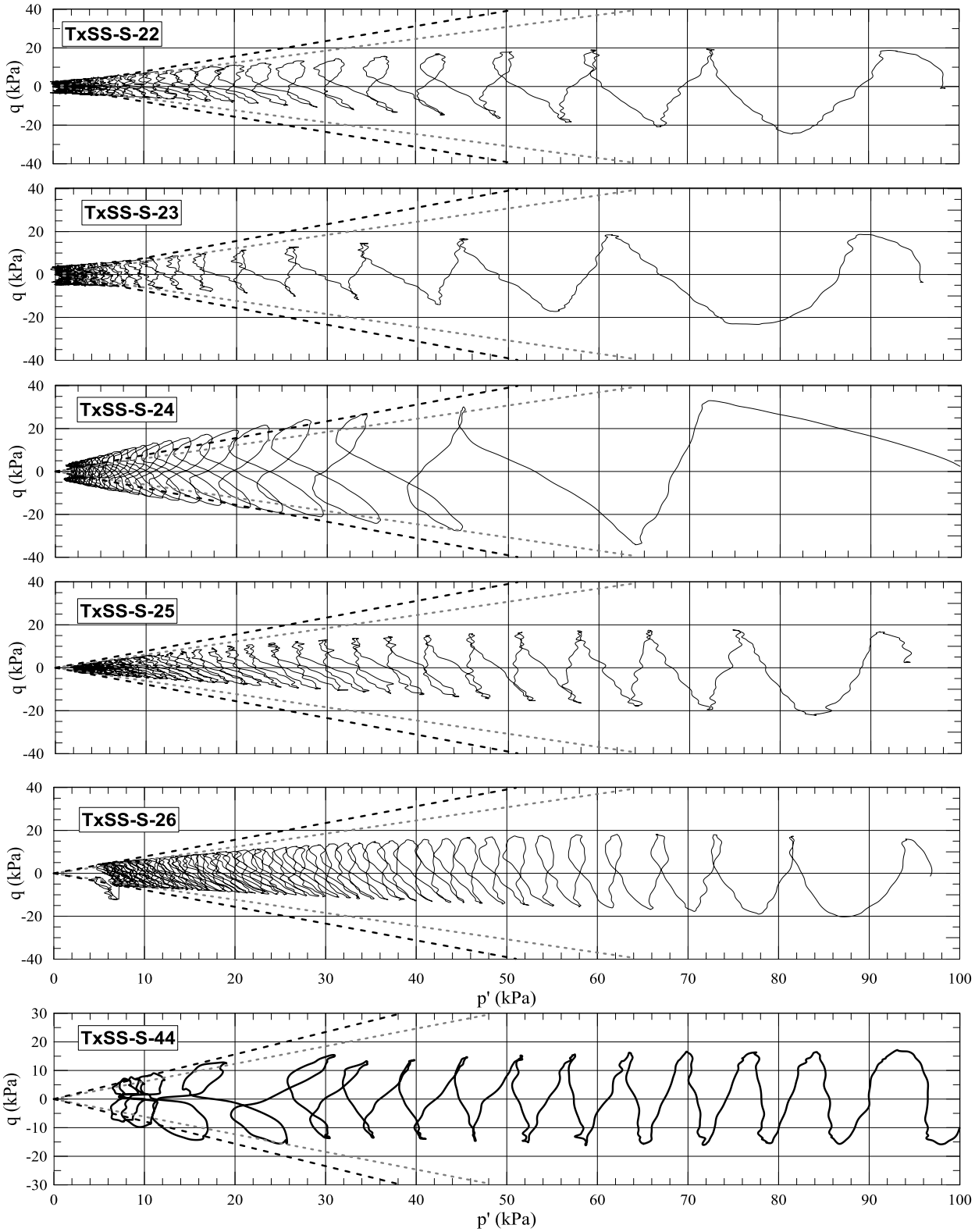

CSR
r_u
γ (%)
N


TxSS-S-44
2016-11-17
CSR = 0,167
σ'c = 100,3 kPa
σ1=σ3 ≈ 350 kPa
u ≈ 250 kPa
e0 = 0,57
econso = 0,51
ρconso = 2 138 kg/m³
B = 0,94
FLAC Strain-controlled
FLAC Stress-controlled
CSR
γ (%)

ANNEXE M– CHEMINEMENT DES CONTRAINTES EFFECTIVES (SÉRIE 100 KPA)


TxSS-S-10
TxSS-S-11
TxSS-S-12
TxSS-S-13
TxSS-S-14
TxSS-S-15
q (kPa)
p' (kPa)
30
20
10
0
-10
-20
-30
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100


TxSS-S-16
TxSS-S-17
TxSS-S-18
TxSS-S-19
TxSS-S-20
TxSS-S-21
q (kPa)
p' (kPa)
40
20
0
-20
-40
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100


TxSS-S-22
TxSS-S-23
TxSS-S-24
TxSS-S-25
TxSS-S-26
TxSS-S-44
q (kPa)
p' (kPa)

ANNEXE N – ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 300 KPA)

Série σ'_c = 300 kPa

Déformations contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm³)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	δ_{cyc} (mm)	γ_{cyc} (%)	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m³)	ρ_{d-0} (kg/m³)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m³)	ρ_{d-c} (kg/m³)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-27	2016-10-12	77,90	28,81	137,31	248,08	600	300	296,2	1,00	0,250	0,673	0,55	2 103	1 748	0,50	2 140	1 807	18,5	31,2
TxSS-S-28	2016-10-13	79,16	26,14	128,65	234,00	600	300	281,3	1,00	0,320	0,867	0,57	2 086	1 721	0,49	2 148	1 819	18,1	31,0
TxSS-S-29	2016-10-14	78,04	25,72	123,02	229,54	600	300	294,3	0,98	0,350	1,100	0,52	2 124	1 782	0,45	2 177	1 866	16,7	24,1
TxSS-S-30	2016-10-17	78,15	27,32	131,06	240,46	600	300	294,6	1,00	0,450	1,390	0,53	2 117	1 770	0,48	2 158	1 835	17,6	7,1
TxSS-S-31	2016-10-18	78,73	27,43	133,55	240,60	600	300	271,2	1,00	0,200	0,531	0,58	2 085	1 719	0,50	2 137	1 802	18,6	93,3
TxSS-S-32	2016-10-19	78,15	26,90	129,04	236,72	600	300	296,2	1,00	0,300	0,875	0,53	2 115	1 767	0,48	2 158	1 834	17,6	28,1
TxSS-S-37	2016-10-26	79,71	24,71	123,30	223,82	600	300	292,4	0,99	0,400	1,350	0,56	2 097	1 739	0,49	2 145	1 815	18,2	10,0

Contraintes contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm³)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	CSR	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m³)	ρ_{d-0} (kg/m³)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m³)	ρ_{d-c} (kg/m³)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-43	2016-11-16	76,95	26,98	125,46	225,86	470	170	301,0	0,97	0,113	0,56	2 096	1 737	0,51	2 136	1 800	18,6	18,8

Identification	*TxSS-S-27 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-11	*2016-10-12*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**29,78**
d_0 (mm)	**77,90**
V_0 (cm³)	**141,91**
w_0 (%)	**20,3**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**28,81**
d_{conso} (mm)	**77,90**
V_{conso} (cm³)	**137,31**
dV_{conso} (cm³)	**4,6**
w_{conso} (%)	**18,5**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,81**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**265,89**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**248,08**
d_{TxSS} (mm)	**77,47**
h_{TxSS} (mm)	**28,41**
V_f (cm³)	**133,91**
ΔV (cm³)	**3,4**
w_f (%)	**17,1**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**600**
s_3 (kPa)	**600**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**296,2**
s'_3 (kPa)	**296,2**

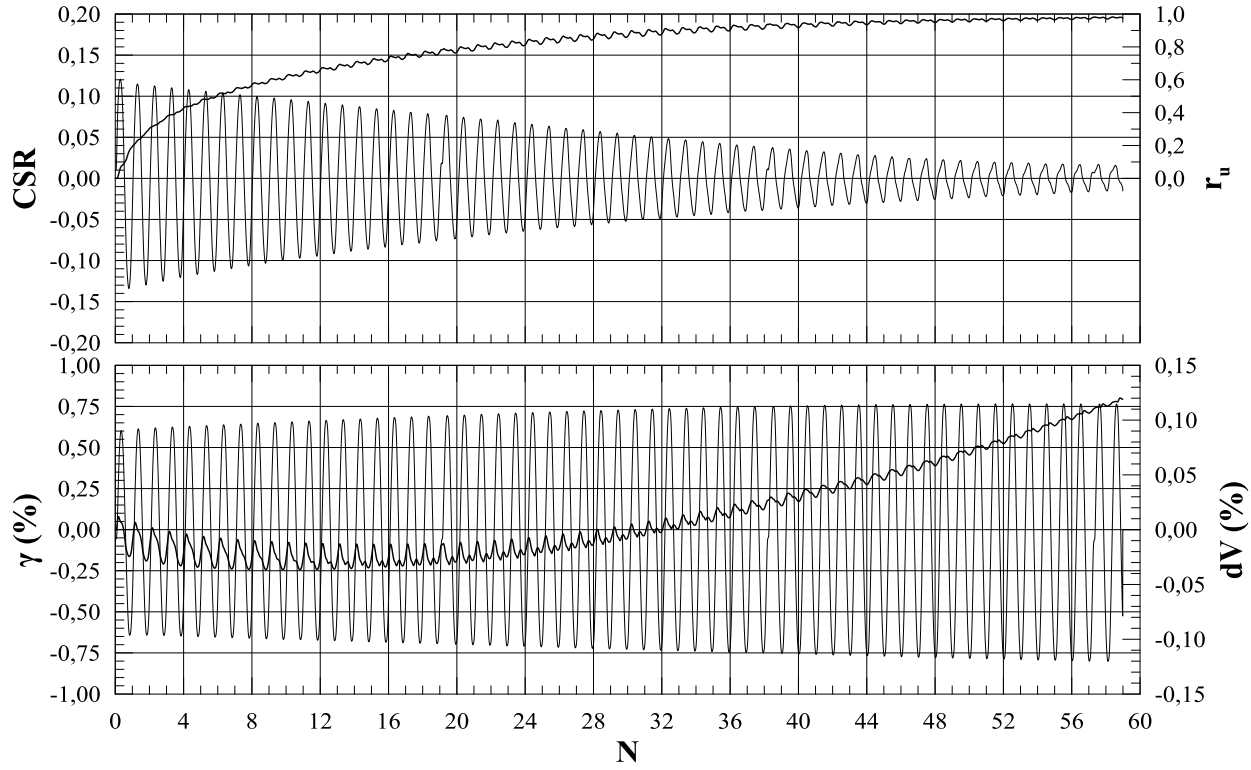
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,250**
g_{cyc} (%)	**0,673**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,55**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1748**
p_0 (Kg/m³)	**2103**

Consolidation	
e_{conso}	**0,50**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1807**
p_{conso} (Kg/m³)	**2140**

Validation	
e_f	**0,46**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1853**
p_f (Kg/m³)	**2169**

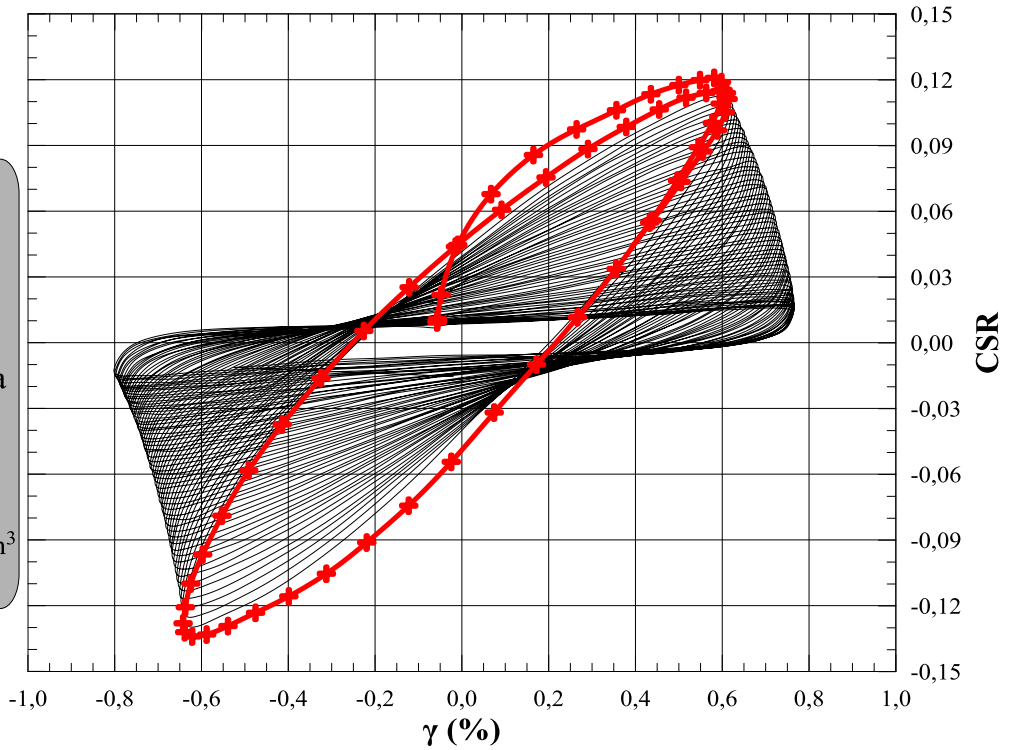
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	60
G_1 (MPa)	7,7



TxSS-S-27

2016-10-12

γ_{cyc} = 0,673%
σ'_c = 296,2 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,56
e_{conso} = 0,51
ρ_{conso} = 2 142 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-28 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-12	*2016-10-13*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,62**
d_0 (mm)	**79,16**
V_0 (cm³)	**135,95**
w_0 (%)	**21,2**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,14**
d_{conso} (mm)	**79,16**
V_{conso} (cm³)	**128,65**
dV_{conso} (cm³)	**7,3**
w_{conso} (%)	**18,1**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**18,00**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**252,00**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**234,00**
d_{TxSS} (mm)	**78,59**
h_{TxSS} (mm)	**25,78**
V_f (cm³)	**125,05**
ΔV (cm³)	**3,6**
w_f (%)	**16,5**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**600**
s_3 (kPa)	**600**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**281,3**
s'_3 (kPa)	**281,3**

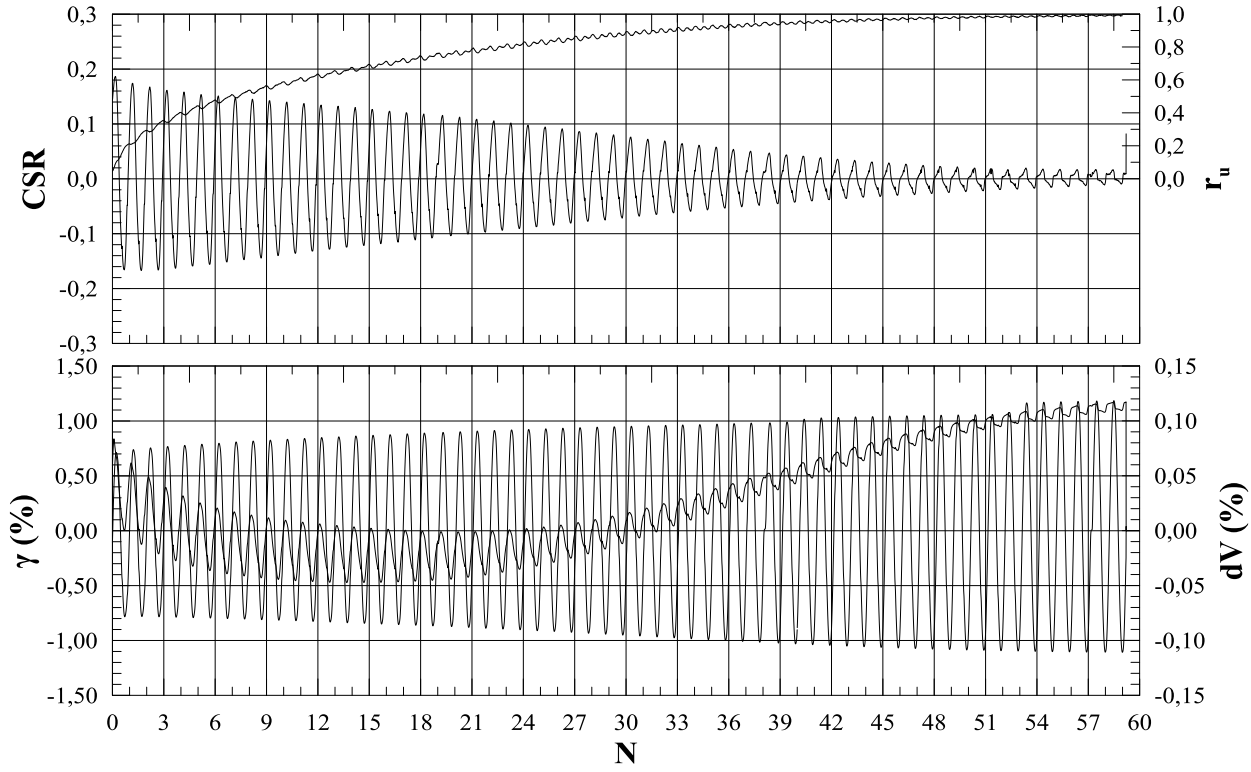
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,320**
g_{cyc} (%)	**0,867**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

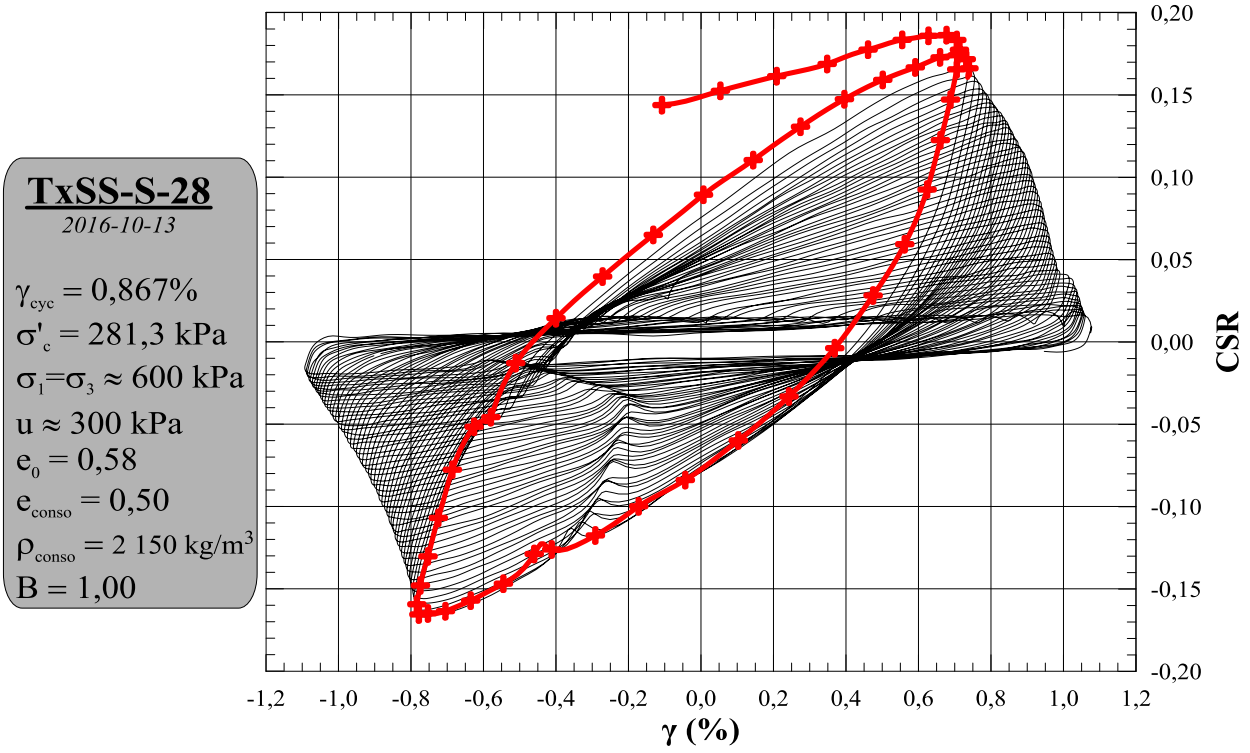
Saturation	
e_0	**0,57**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1721**
p_0 (Kg/m³)	**2086**

Consolidation	
e_{conso}	**0,49**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1819**
p_{conso} (Kg/m³)	**2148**

Validation	
e_f	**0,45**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1871**
p_f (Kg/m³)	**2181**

Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	45
G_1 (MPa)	6,7


CSR
r_u
γ (%)
dV (%)
N
0,3
0,2
0,1
0,0
-0,1
-0,2
-0,3
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0,0
1,50
1,00
0,50
0,00
-0,50
-1,00
-1,50
0,15
0,10
0,05
0,00
-0,05
-0,10
-0,15
0 3 6 9 12 15 18 21 24 27 30 33 36 39 42 45 48 51 54 57 60


TxSS-S-28
2016-10-13
γ_{cyc} = 0,867%
σ'_c = 281,3 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 150 kg/m^3
B = 1,00
CSR
γ (%)
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00
-0,05
-0,10
-0,15
-0,20
-1,2 -1,0 -0,8 -0,6 -0,4 -0,2 0,0 0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 1,2

Identification	*TxSS-S-29 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-13	*2016-10-14*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**26,93**
d_0 (mm)	**78,04**
V_0 (cm³)	**128,82**
w_0 (%)	**19,2**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**25,72**
d_{conso} (mm)	**78,04**
V_{conso} (cm³)	**123,02**
dV_{conso} (cm³)	**5,8**
w_{conso} (%)	**16,7**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,39**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**246,93**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**229,54**
d_{TxSS} (mm)	**77,46**
h_{TxSS} (mm)	**25,32**
V_f (cm³)	**119,32**
ΔV (cm³)	**3,7**
w_f (%)	**15,1**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**600**
s_3 (kPa)	**600**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**294,3**
s'_3 (kPa)	**294,3**

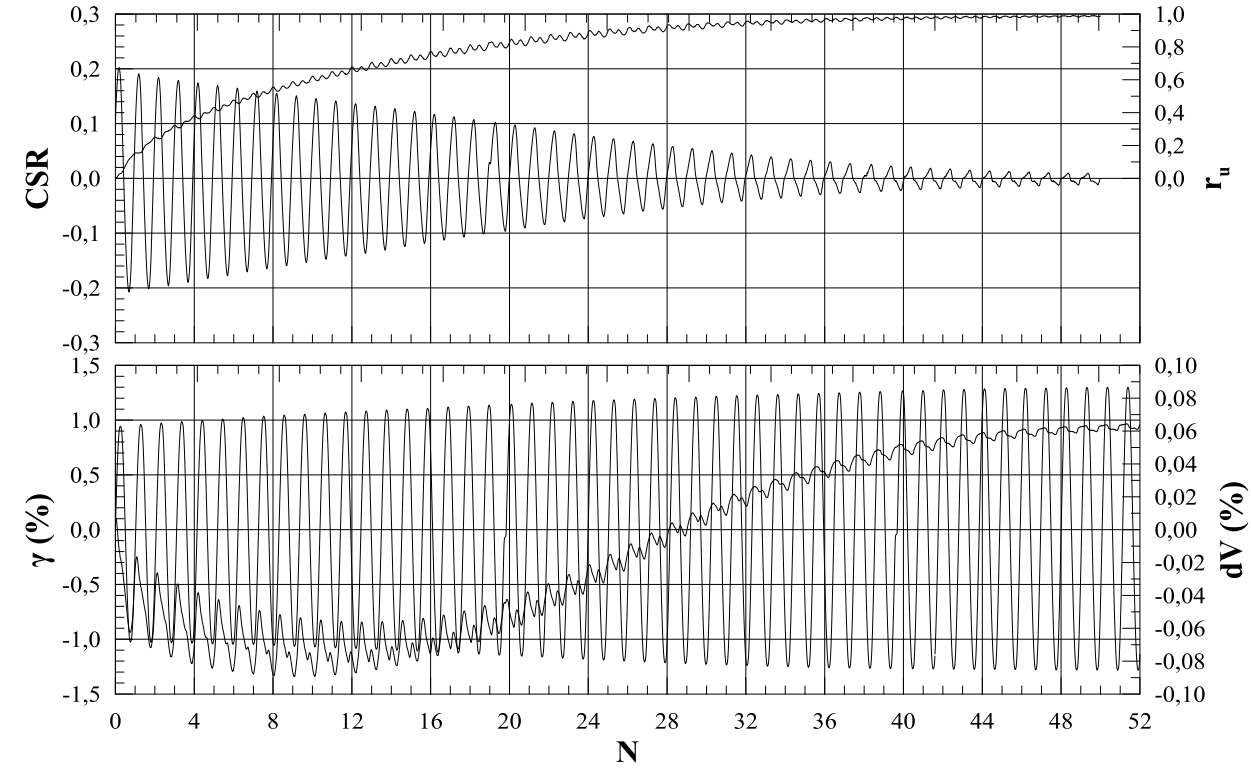
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,350**
g_{cyc} (%)	**1,100**
f (Hz)	**1**
B	**0,98**

Saturation	
e_0	**0,52**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1782**
p_0 (Kg/m³)	**2124**

Consolidation	
e_{conso}	**0,45**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1866**
p_{conso} (Kg/m³)	**2177**

Validation	
e_f	**0,41**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1924**
p_f (Kg/m³)	**2214**

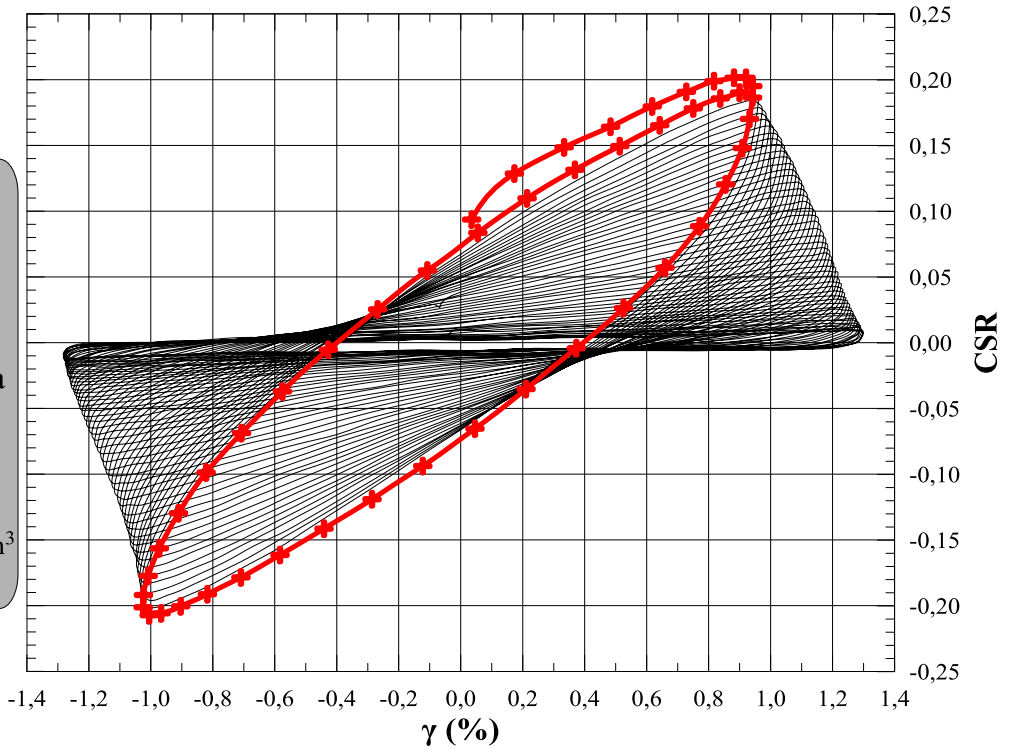
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	12
G_1 (MPa)	6,2



TxSS-S-29

2016-10-14

γ_{cyc} = 1,10%
σ'_c = 294,3 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,53
e_{conso} = 0,46
ρ_{conso} = 2 180 kg/m^3
B = 0,98



Identification	*TxSS-S-30 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-14	*2016-10-17*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**28,32**
d_0 (mm)	**78,15**
V_0 (cm³)	**135,86**
w_0 (%)	**19,6**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,32**
d_{conso} (mm)	**78,15**
V_{conso} (cm³)	**131,06**
dV_{conso} (cm³)	**4,8**
w_{conso} (%)	**17,6**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,43**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**257,89**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**240,46**
d_{TxSS} (mm)	**77,44**
h_{TxSS} (mm)	**26,91**
V_f (cm³)	**126,76**
ΔV (cm³)	**4,3**
w_f (%)	**15,8**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**600**
s_3 (kPa)	**600**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**294,6**
s'_3 (kPa)	**294,6**

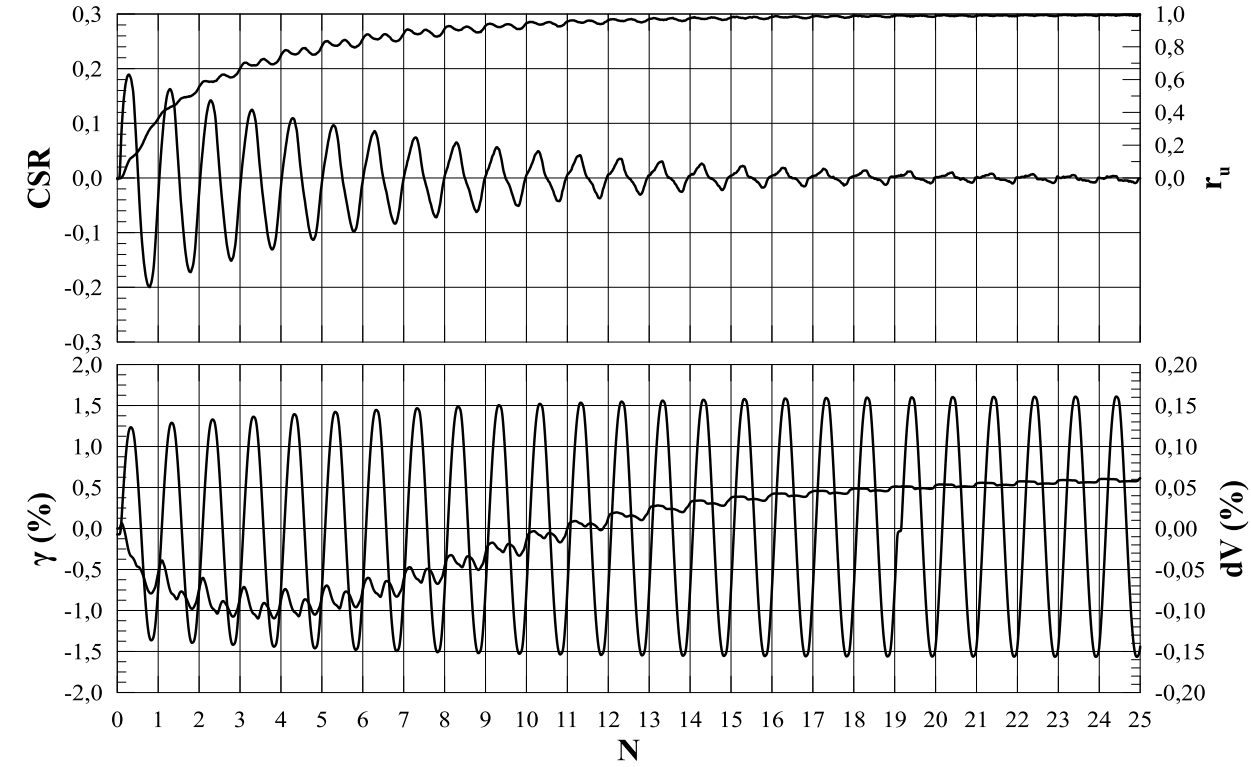
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,450**
g_{cyc} (%)	**1,390**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,53**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1770**
p_0 (Kg/m³)	**2117**

Consolidation	
e_{conso}	**0,48**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1835**
p_{conso} (Kg/m³)	**2158**

Validation	
e_f	**0,43**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1897**
p_f (Kg/m³)	**2197**

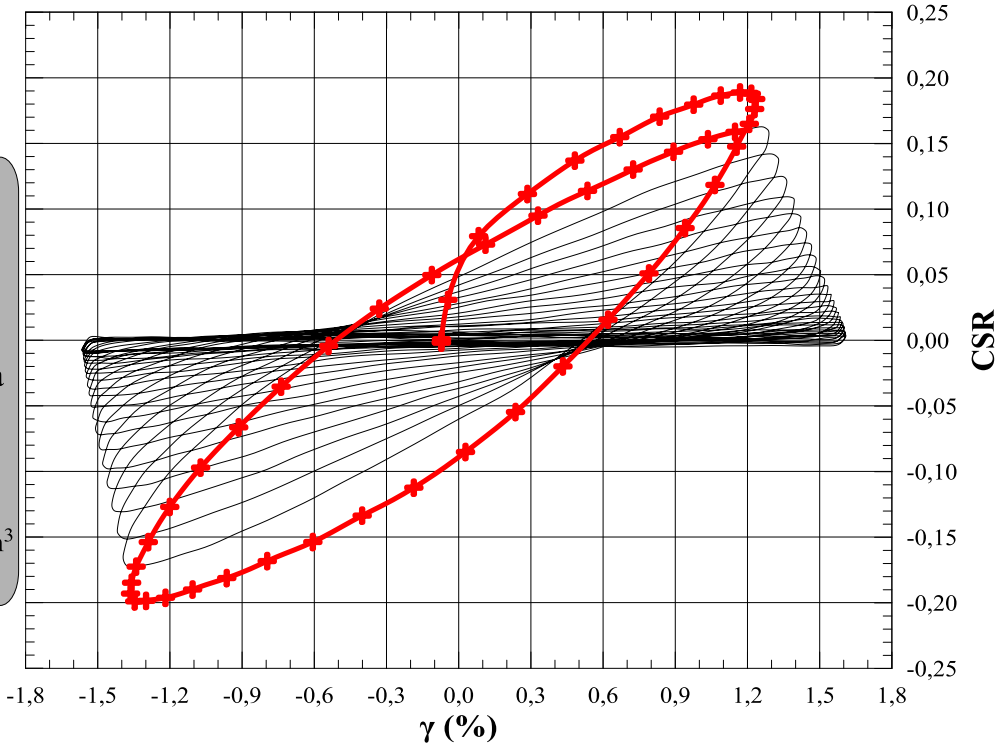
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	76
G_1 (MPa)	4,4



TxSS-S-30

2016-10-17

γ_{cyc} = 1,39%
σ'_c = 294,6 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,48
ρ_{conso} = 2 160 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-31 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-17	*2016-10-18*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**28,74**
d_0 (mm)	**78,73**
V_0 (cm³)	**139,95**
w_0 (%)	**21,3**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**27,43**
d_{conso} (mm)	**78,73**
V_{conso} (cm³)	**133,55**
dV_{conso} (cm³)	**6,4**
w_{conso} (%)	**18,6**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,53**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**258,13**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**240,60**
d_{TxSS} (mm)	**79,27**
h_{TxSS} (mm)	**26,07**
V_f (cm³)	**128,65**
ΔV (cm³)	**4,9**
w_f (%)	**16,6**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**600**
s_3 (kPa)	**600**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**271,2**
s'_3 (kPa)	**271,2**

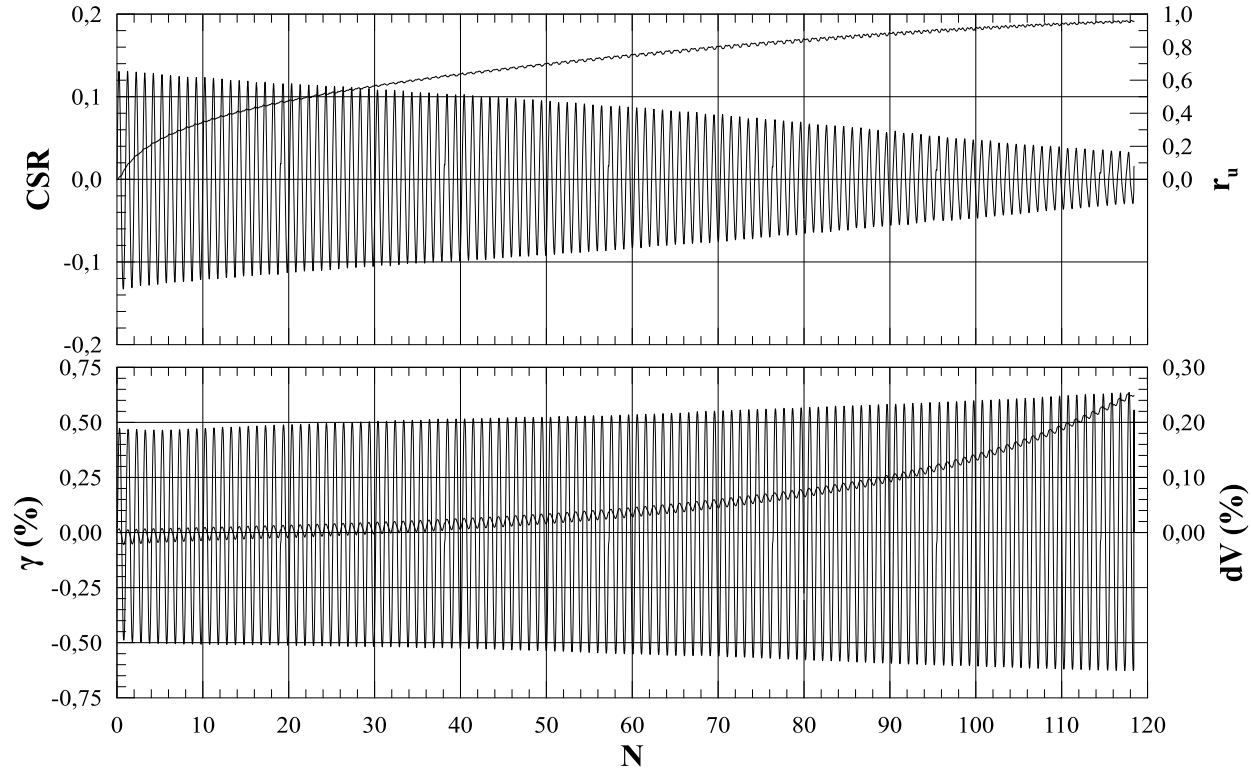
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,200**
g_{cyc} (%)	**0,531**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,58**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1719**
p_0 (Kg/m³)	**2085**

Consolidation	
e_{conso}	**0,50**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1802**
p_{conso} (Kg/m³)	**2137**

Validation	
e_f	**0,45**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1870**
p_f (Kg/m³)	**2180**

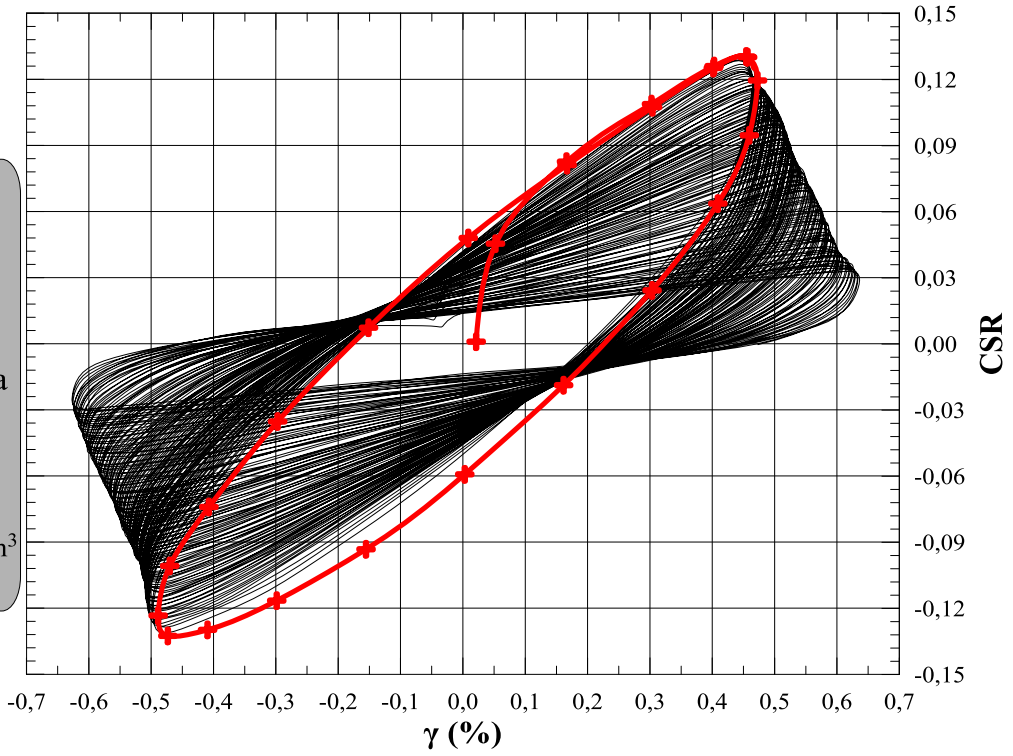
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	89
G_1 (MPa)	7,6



TxSS-S-31

2016-10-18

γ_{cyc} = 0,531%
σ'_c = 271,2 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,51
ρ_{conso} = 2 138 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-32 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-18	*2016-10-19*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,92**
d_0 (mm)	**78,15**
V_0 (cm³)	**133,94**
w_0 (%)	**19,7**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,90**
d_{conso} (mm)	**78,15**
V_{conso} (cm³)	**129,04**
dV_{conso} (cm³)	**4,9**
w_{conso} (%)	**17,6**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,32**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**254,04**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**236,72**
d_{TxSS} (mm)	**77,69**
h_{TxSS} (mm)	**26,44**
V_f (cm³)	**125,34**
ΔV (cm³)	**3,7**
w_f (%)	**16,0**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**600**
s_3 (kPa)	**600**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**296,2**
s'_3 (kPa)	**296,2**

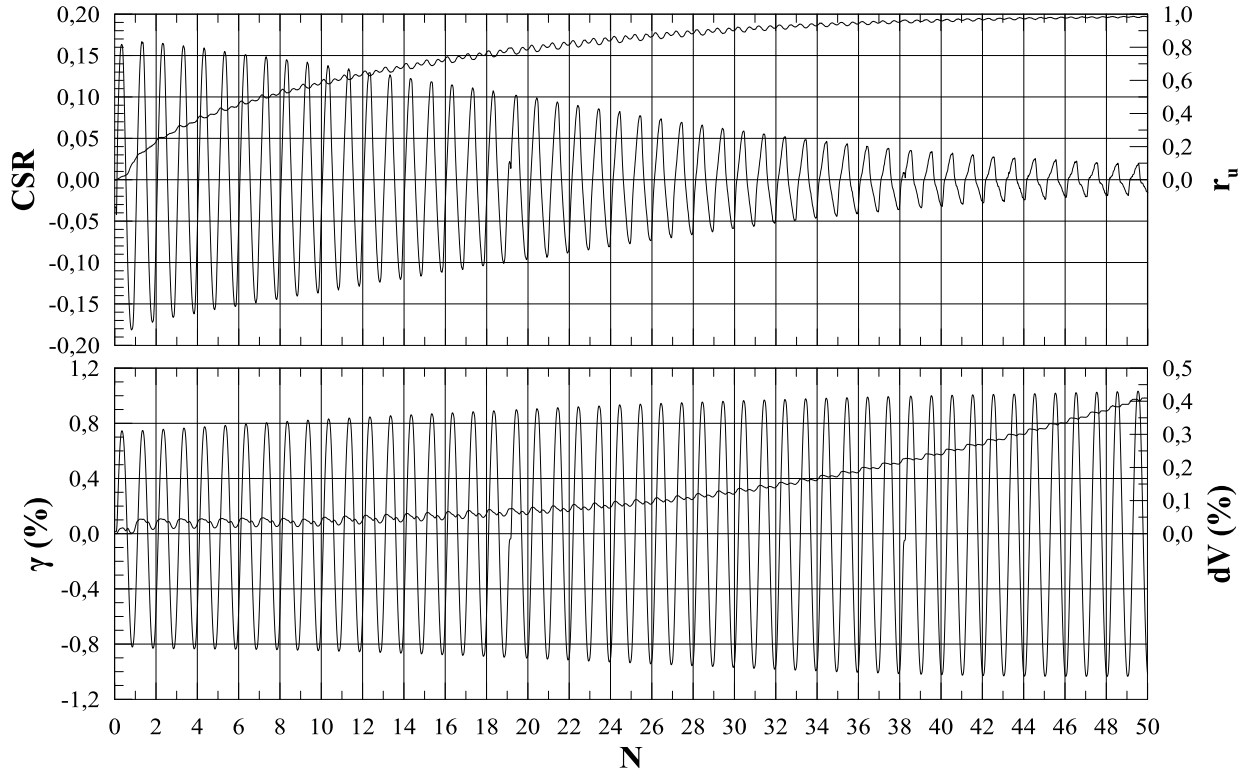
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,300**
g_{cyc} (%)	**0,875**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,53**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1767**
p_0 (Kg/m³)	**2115**

Consolidation	
e_{conso}	**0,48**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1834**
p_{conso} (Kg/m³)	**2158**

Validation	
e_f	**0,43**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1889**
p_f (Kg/m³)	**2192**

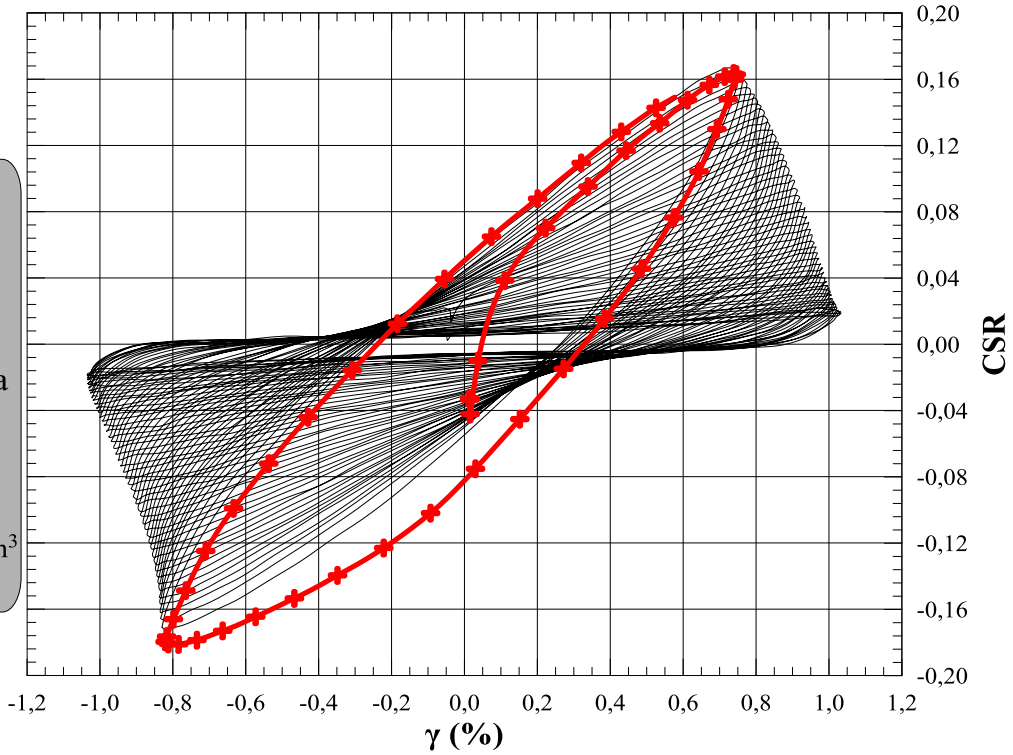
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	45
G_1 (MPa)	6,6



TxSS-S-32

2016-10-19

γ_{cyc} = 0,875%
σ'_c = 296,2 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,48
ρ_{conso} = 2 160 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-37 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-25	*2016-10-26*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**25,79**
d_0 (mm)	**79,71**
V_0 (cm³)	**128,70**
w_0 (%)	**20,6**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**24,71**
d_{conso} (mm)	**79,71**
V_{conso} (cm³)	**123,30**
dV_{conso} (cm³)	**5,4**
w_{conso} (%)	**18,2**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,47**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**241,29**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**223,82**
d_{TxSS} (mm)	**78,88**
h_{TxSS} (mm)	**24,27**
V_f (cm³)	**118,60**
ΔV (cm³)	**4,7**
w_f (%)	**16,1**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**600**
s_3 (kPa)	**600**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**292,4**
s'_3 (kPa)	**292,4**

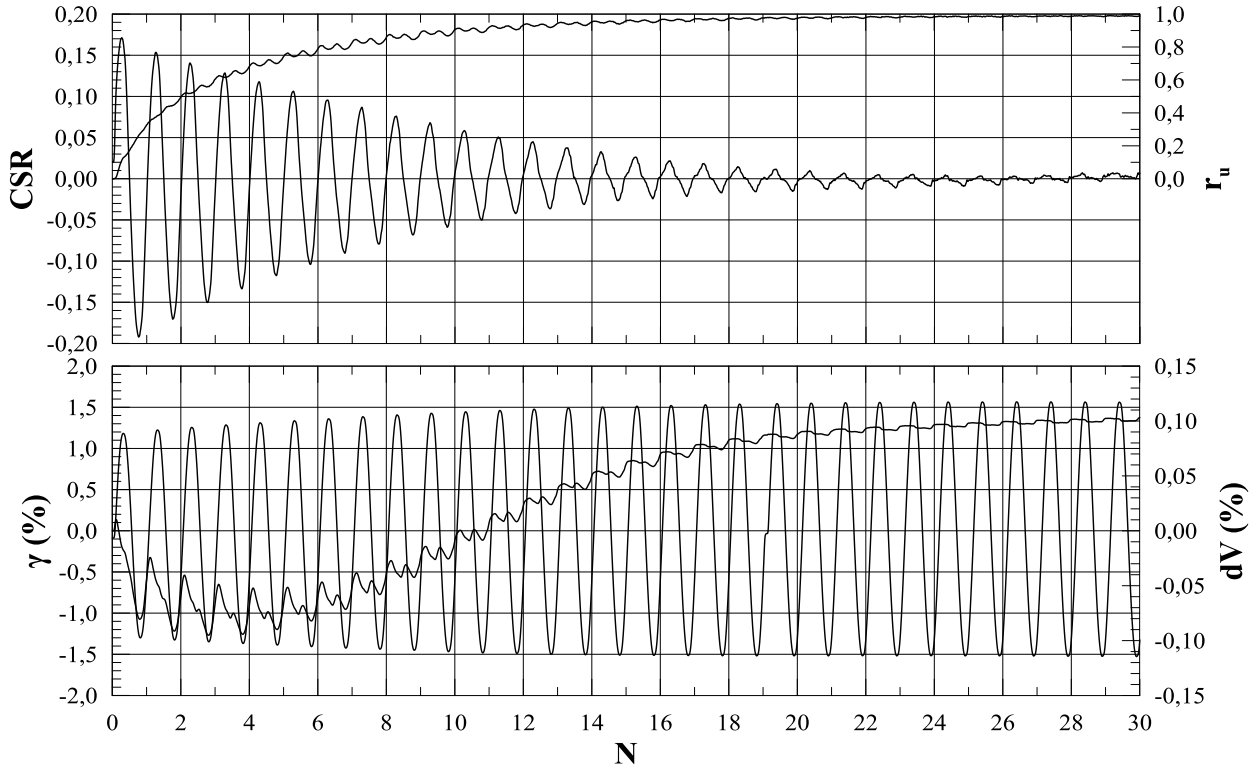
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,400**
g_{cyc} (%)	**1,350**
f (Hz)	**1**
B	**0,99**

Saturation	
e_0	**0,56**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1739**
p_0 (Kg/m³)	**2097**

Consolidation	
e_{conso}	**0,49**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1815**
p_{conso} (Kg/m³)	**2145**

Validation	
e_f	**0,44**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1887**
p_f (Kg/m³)	**2191**

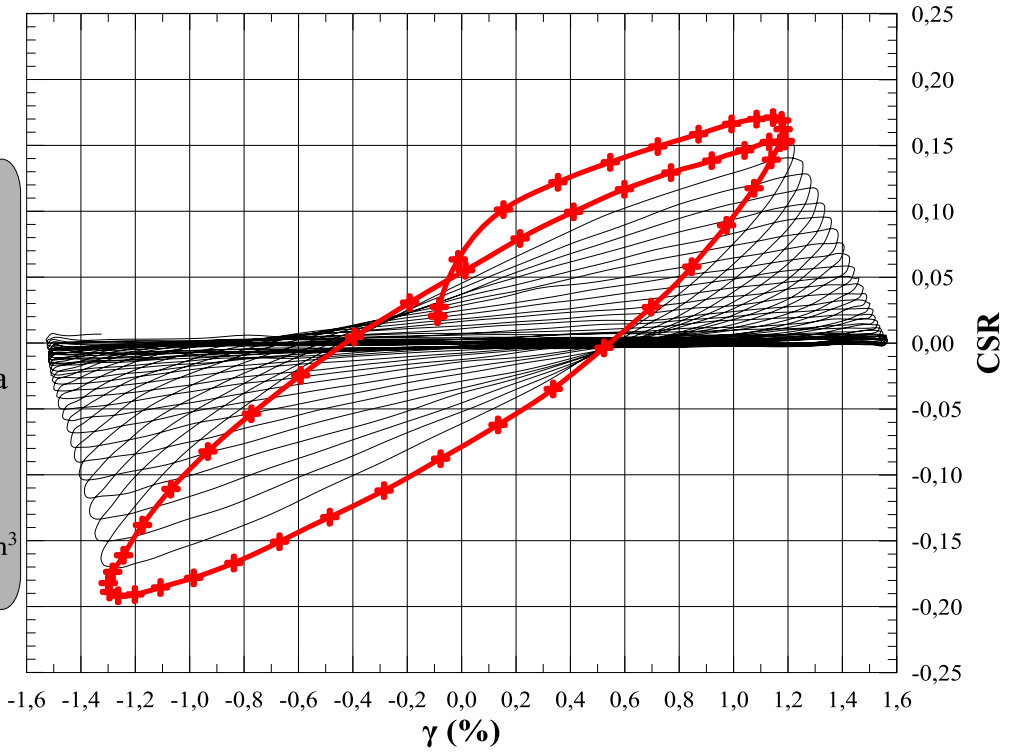
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	62
G_1 (MPa)	4,3



TxSS-S-37

2016-10-26

γ_{cyc} = 1,35%
σ'_c = 292,4 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 350 kPa
e_0 = 0,56
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 148 kg/m^3
B = 0,99



Identification	*TxSS-S-43 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-11-15	*2016-11-16*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,97**
d_0 (mm)	**76,95**
V_0 (cm³)	**130,06**
w_0 (%)	**20,7**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,98**
d_{conso} (mm)	**76,95**
V_{conso} (cm³)	**125,46**
dV_{conso} (cm³)	**4,6**
w_{conso} (%)	**18,6**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,40**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**243,26**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**225,86**
d_{TxSS} (mm)	**76,24**
h_{TxSS} (mm)	**26,56**
V_f (cm³)	**121,26**
ΔV (cm³)	**4,2**
w_f (%)	**16,8**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**470**
s_3 (kPa)	**470**
u (kPa)	**170**
s'_1 (kPa)	**301,0**
s'_3 (kPa)	**301,0**

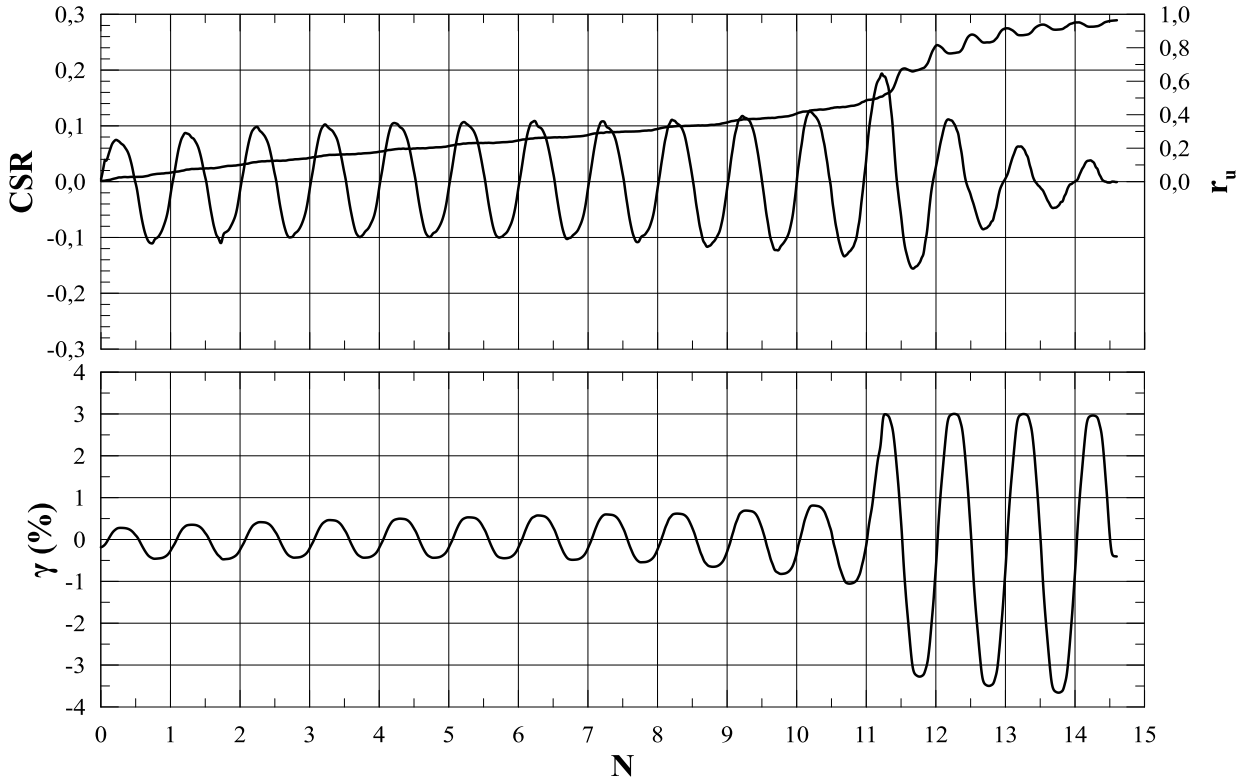
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**N/A**
CSR	**0,113**
f (Hz)	**1**
B	**0,97**

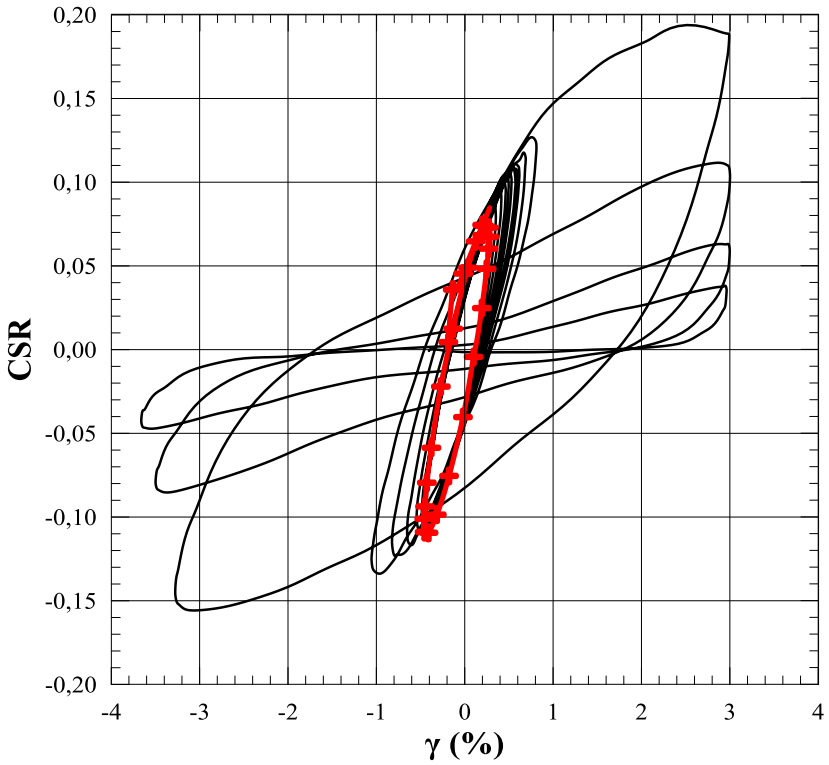
Saturation	
e_0	**0,56**
$p_{d\text{-}0}$ (Kg/m³)	**1737**
p_0 (Kg/m³)	**2096**

Consolidation	
e_{conso}	**0,51**
$p_{d\text{-}conso}$ (Kg/m³)	**1800**
p_{conso} (Kg/m³)	**2136**

Validation	
e_f	**0,45**
$p_{d\text{-}f}$ (Kg/m³)	**1863**
p_f (Kg/m³)	**2175**

Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	28
G_1 (MPa)	10,5





TxSS-S-43

2016-11-16

CSR = 0,113

σ'_c = 301 kPa

$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 470 kPa

u ≈ 170 kPa

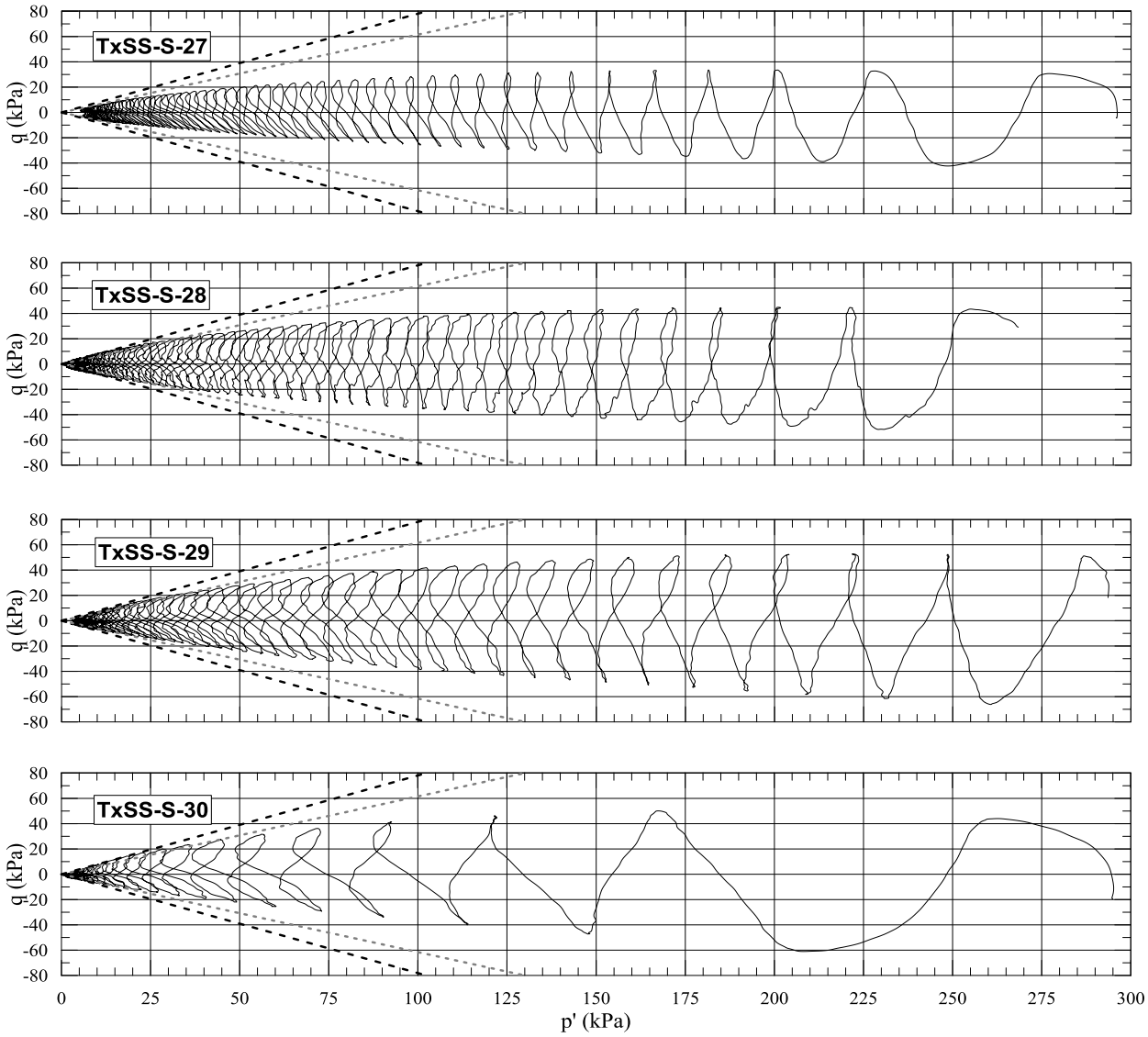
e_0 = 0,57

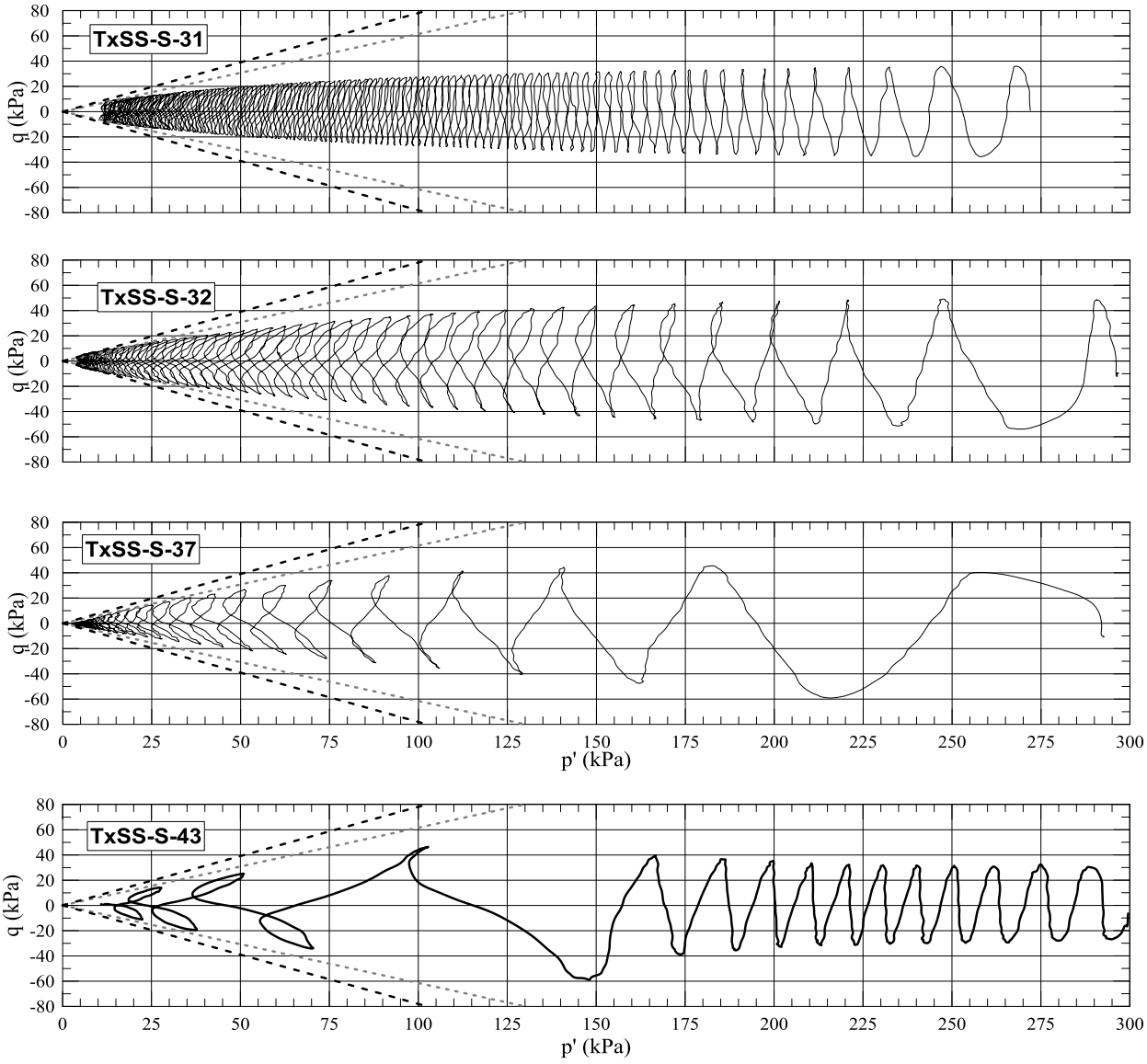
e_{conso} = 0,51

ρ_{conso} = 2 138 kg/m^3

B = 0,97

ANNEXE O– CHEMINEMENT DES CONTRAINTES EFFECTIVES (SÉRIE 300 KPA)


TxSS-S-27
TxSS-S-28
TxSS-S-29
TxSS-S-30
q (kPa)
p' (kPa)
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
0
25
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300


TxSS-S-31
TxSS-S-32
TxSS-S-37
TxSS-S-43
q (kPa)
p' (kPa)
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
0
25
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300

ANNEXE P – ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 500 KPA)

Série σ'_c = 500 kPa

Déformations contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm^3)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	δ_{cyc} (mm)	γ_{cyc} (%)	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m^3)	ρ_{d-0} (kg/m^3)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m^3)	ρ_{d-c} (kg/m^3)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-39	2016-10-28	76,46	26,46	121,51	213,76	700	200	494,5	0,94	0,400	1,200	0,63	2 052	1 667	0,54	2 110	1 759	19,9	20,1
TxSS-S-40	2016-11-01	76,15	25,71	117,10	213,11	750	250	494,0	0,96	0,500	1,570	0,57	2 088	1 724	0,49	2 148	1 820	18,0	14,0
TxSS-S-41	2016-11-02	77,56	26,43	124,87	230,78	610	110	501,2	1,00	0,350	0,908	0,54	2 109	1 757	0,47	2 166	1 848	17,2	55,2

Contraintes contrôlées

ID	Date	D_c (mm)	H_c (mm)	V_c (cm^3)	M_s (g)	σ_c (kPa)	u (kPa)	σ'_c (kPa)	B	CSR	e_0	ρ_{sat-0} (kg/m^3)	ρ_{d-0} (kg/m^3)	e_c	ρ_{sat-c} (kg/m^3)	ρ_{d-c} (kg/m^3)	w_c (%)	N_{LIQ}
TxSS-S-42	2016-11-14	77,61	26,54	125,55	228,04	800	300	500,0	0,94	0,104	0,56	2 093	1 732	0,49	2 146	1 816	18,2	21,1

Identification	*TxSS-S-39 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-27	*2016-10-28*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,92**
d_0 (mm)	**76,46**
V_0 (cm³)	**128,21**
w_0 (%)	**23,1**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,46**
d_{conso} (mm)	**76,46**
V_{conso} (cm³)	**121,51**
dV_{conso} (cm³)	**6,7**
w_{conso} (%)	**19,9**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,65**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**231,41**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**213,76**
d_{TxSS} (mm)	**75,73**
h_{TxSS} (mm)	**25,96**
V_f (cm³)	**116,91**
ΔV (cm³)	**4,6**
w_f (%)	**17,8**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**700**
s_3 (kPa)	**700**
u (kPa)	**200**
s'_1 (kPa)	**494,5**
s'_3 (kPa)	**494,5**

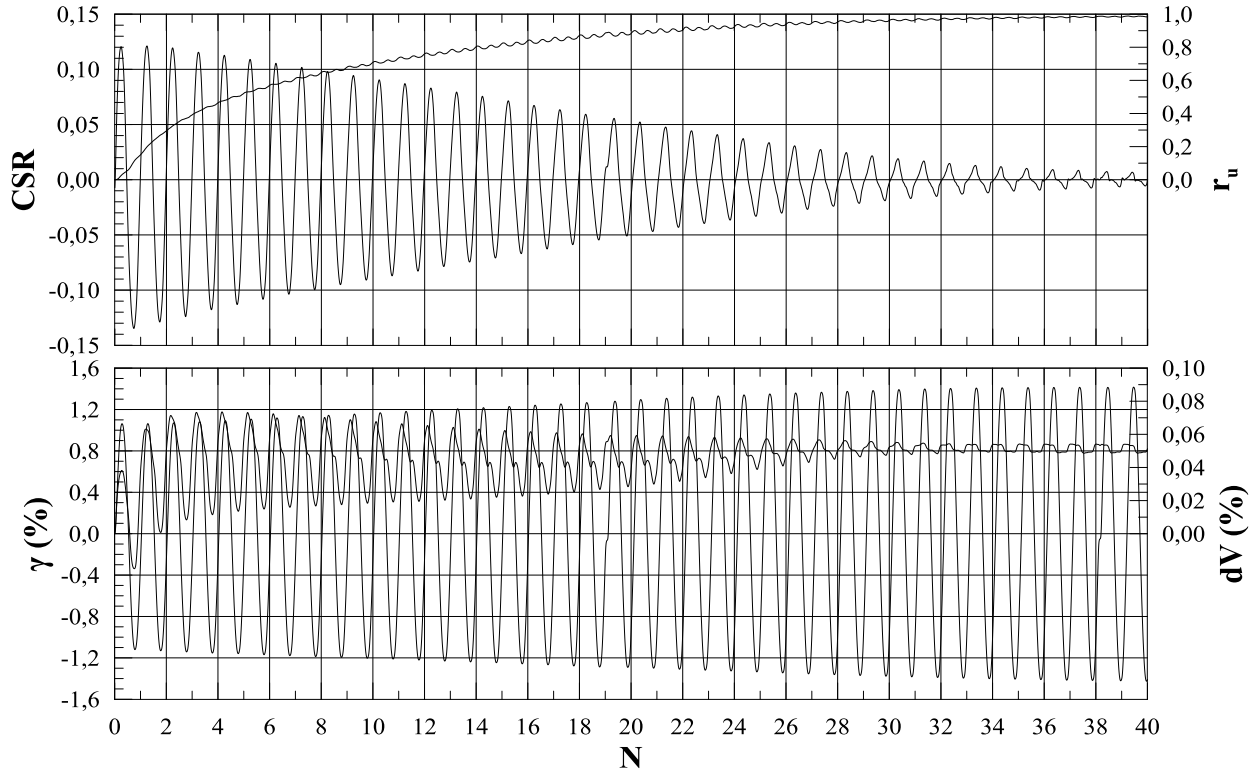
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,400**
g_{cyc} (%)	**1,200**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

Saturation	
e_0	**0,63**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1667**
p_0 (kg/m³)	**2052**

Consolidation	
e_{conso}	**0,54**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1759**
p_{conso} (kg/m³)	**2110**

Validation	
e_f	**0,48**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1828**
p_f (kg/m³)	**2154**

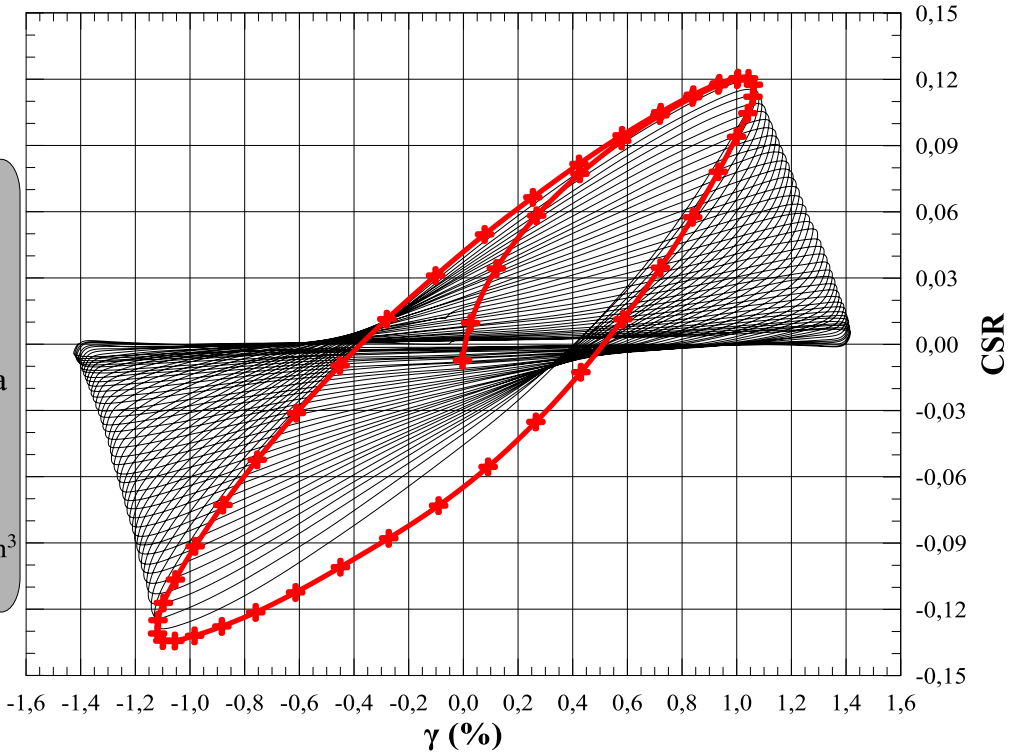
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	47
G_1 (MPa)	5,8



TxSS-S-39

2016-10-28

γ_{cyc} = 1,20%
σ'_c = 494,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 700 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,63
e_{conso} = 0,55
ρ_{conso} = 2 112 kg/m^3
B = 0,94



Identification	*TxSS-S-40 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-10-31	*2016-11-01*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,14**
d_0 (mm)	**76,15**
V_0 (cm³)	**123,60**
w_0 (%)	**21,1**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**25,71**
d_{conso} (mm)	**76,15**
V_{conso} (cm³)	**117,10**
dV_{conso} (cm³)	**6,5**
w_{conso} (%)	**18,0**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**18,06**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**231,17**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**213,11**
d_{TxSS} (mm)	**75,54**
h_{TxSS} (mm)	**25,01**
V_f (cm³)	**112,10**
ΔV (cm³)	**5,0**
w_f (%)	**15,7**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**750**
s_3 (kPa)	**750**
u (kPa)	**250**
s'_1 (kPa)	**494,0**
s'_3 (kPa)	**494,0**

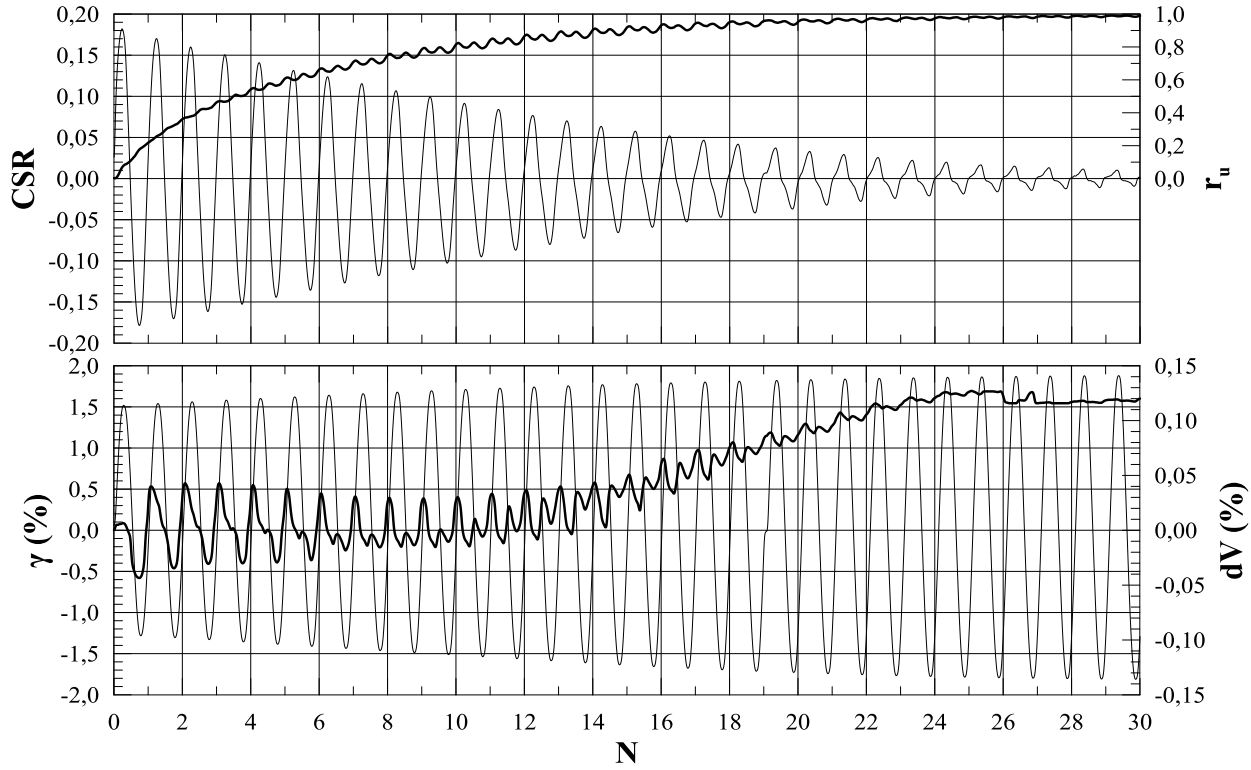
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,500**
g_{cyc} (%)	**1,570**
f (Hz)	**1**
B	**0,96**

Déposition	
e_0	**0,57**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1724**
p_0 (kg/m³)	**2088**

Consolidation	
e_{conso}	**0,49**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1820**
p_{conso} (kg/m³)	**2148**

Validation	
e_f	**0,43**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1901**
p_f (kg/m³)	**2200**

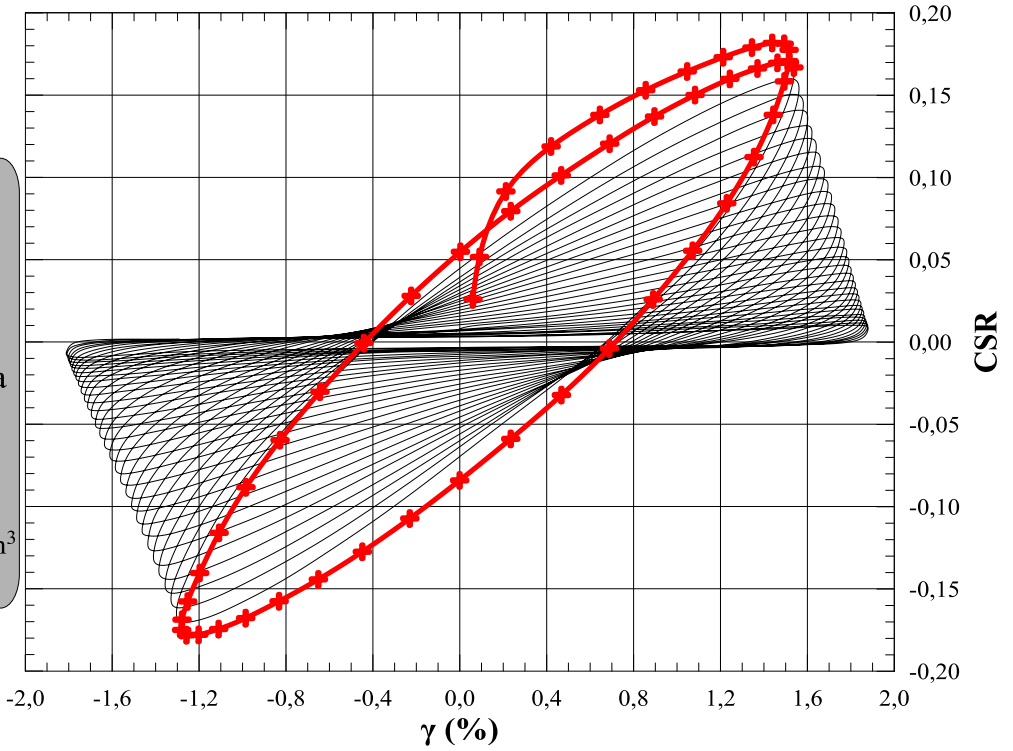
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	64
G_1 (MPa)	6,4



TxSS-S-40

2016-11-01

γ_{cyc} = 1,57%
σ'_c = 494,0 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 750 kPa
u ≈ 250 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,49
ρ_{conso} = 2 151 kg/m^3
B = 0,96



Identification	*TxSS-S-41 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-11-01	*2016-11-02*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,81**
d_0 (mm)	**77,56**
V_0 (cm³)	**131,37**
w_0 (%)	**20,0**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,43**
d_{conso} (mm)	**77,56**
V_{conso} (cm³)	**124,87**
dV_{conso} (cm³)	**6,5**
w_{conso} (%)	**17,2**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,36**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**248,14**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**230,78**
d_{TxSS} (mm)	**76,73**
h_{TxSS} (mm)	**25,90**
V_f (cm³)	**119,77**
ΔV (cm³)	**5,1**
w_f (%)	**15,0**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**610**
s_3 (kPa)	**610**
u (kPa)	**110**
s'_1 (kPa)	**501,2**
s'_3 (kPa)	**501,2**

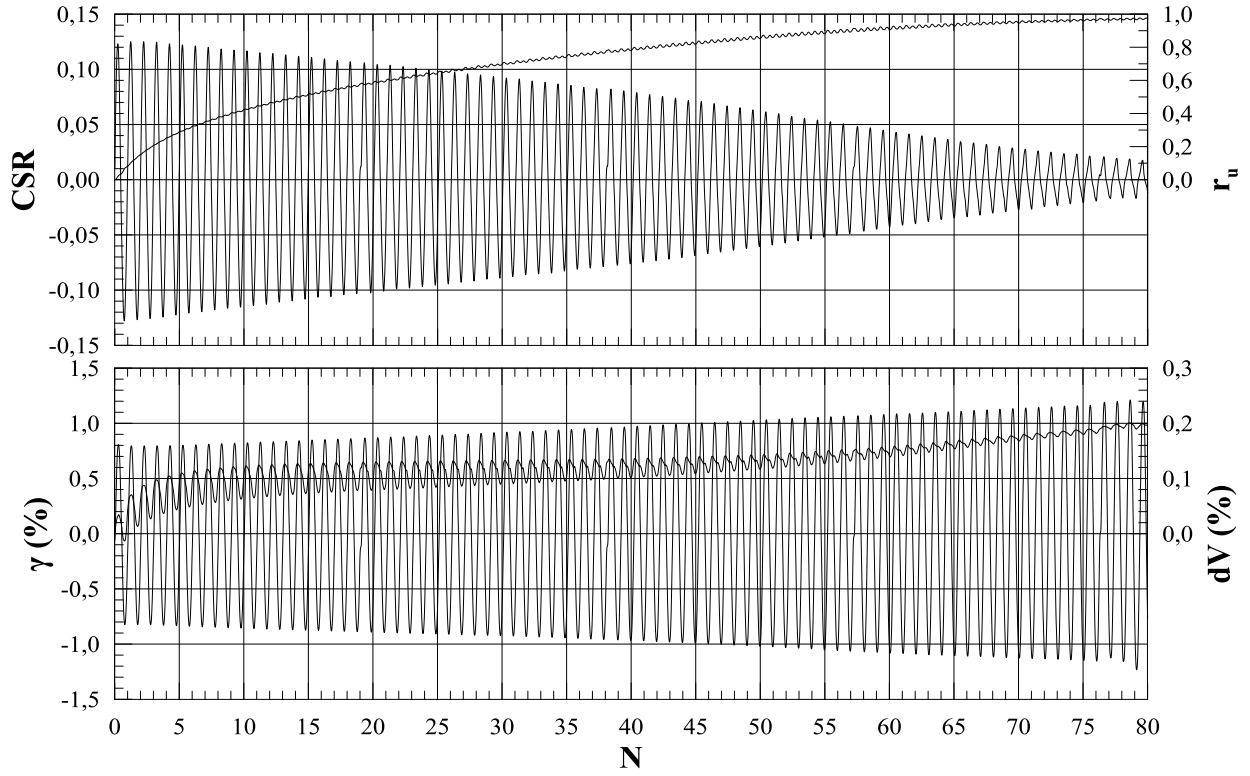
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**0,350**
g_{cyc} (%)	**0,908**
f (Hz)	**1**
B	**1,00**

Saturation	
e_0	**0,54**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1757**
p_0 (kg/m³)	**2109**

Consolidation	
e_{conso}	**0,47**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1848**
p_{conso} (kg/m³)	**2166**

Validation	
e_f	**0,41**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1927**
p_f (kg/m³)	**2216**

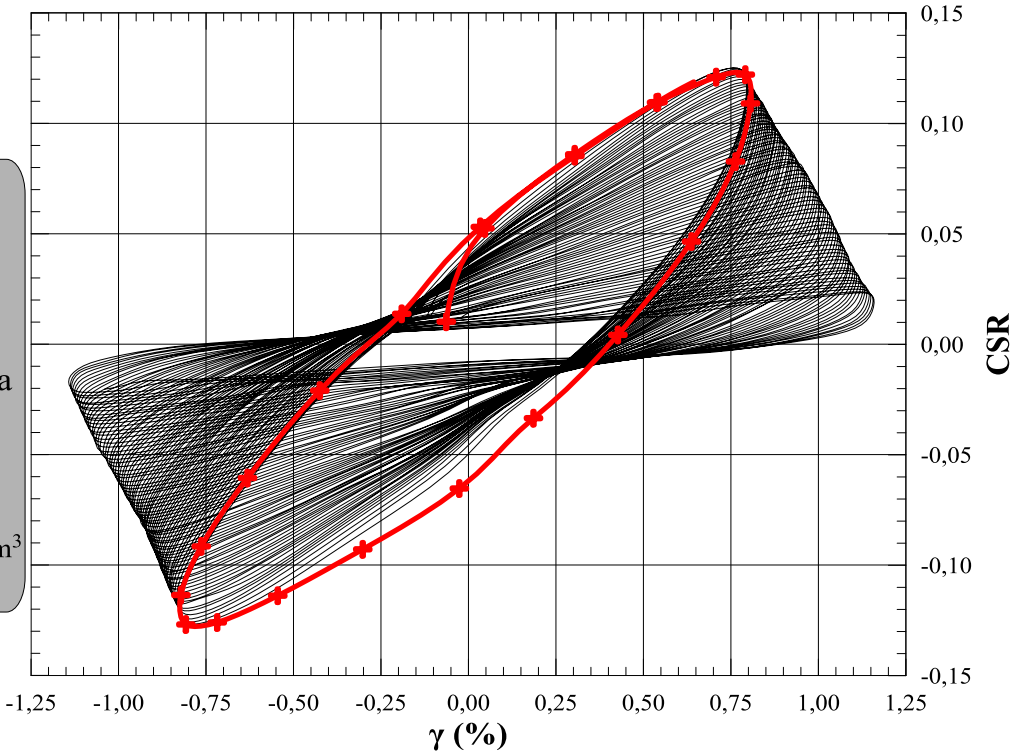
Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	53
G_1 (MPa)	7,9



TxSS-S-41

2016-11-02

γ_{cyc} = 0,908%
σ'_c = 501,2 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 610 kPa
u ≈ 110 kPa
e_0 = 0,55
e_{conso} = 0,47
ρ_{conso} = 2 169 kg/m^3
B = 1,00



Identification	*TxSS-S-42 (Cellule 2)*

Date	**Préparation**	**Essai**
	2016-11-11	*2016-11-14*

Préparation	*Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A*
Opération	*Mourad Karray, ing., Ph.D*
Méthode	*Déposition en boue*

Essai

Déposition	
h_0 (mm)	**27,83**
d_0 (mm)	**77,61**
V_0 (cm³)	**131,65**
w_0 (%)	**20,8**

Consolidation	
h_{conso} (mm)	**26,54**
d_{conso} (mm)	**77,61**
V_{conso} (cm³)	**125,55**
dV_{conso} (cm³)	**6,1**
w_{conso} (%)	**18,2**

Validation	
$M_{tare\ TxSS}$ (g)	**17,39**
$M_{Tare+sol\ TxSS}$ (g)	**245,43**
$M_{sol\text{-}TxSS}$ (g)	**228,04**
d_{TxSS} (mm)	**77,37**
h_{TxSS} (mm)	**26,30**
V_f (cm³)	**123,65**
ΔV (cm³)	**1,9**
w_f (%)	**17,3**

Données	
D_r	**2,71**
s_1 (kPa)	**800**
s_3 (kPa)	**800**
u (kPa)	**300**
s'_1 (kPa)	**500,0**
s'_3 (kPa)	**500,0**

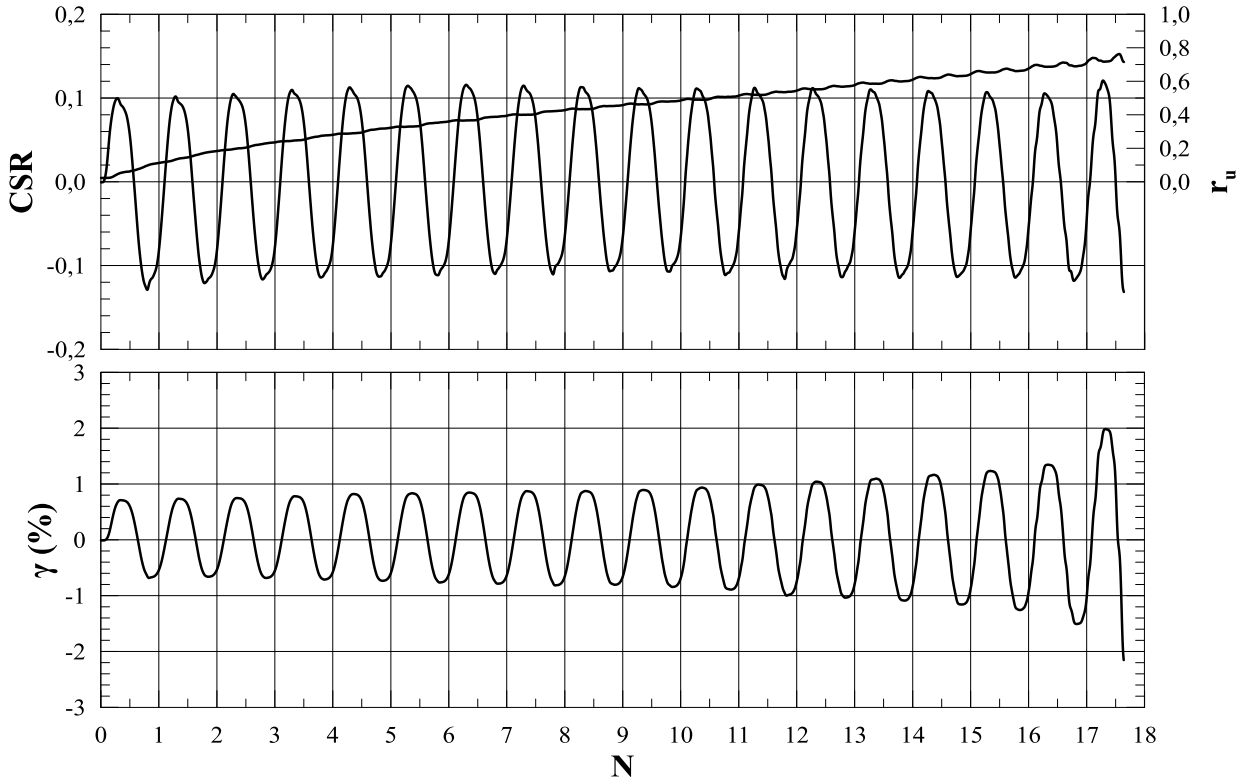
Paramètres	
dH_{cyc} (mm)	**N/A**
CSR	**0,104**
f (Hz)	**1**
B	**0,94**

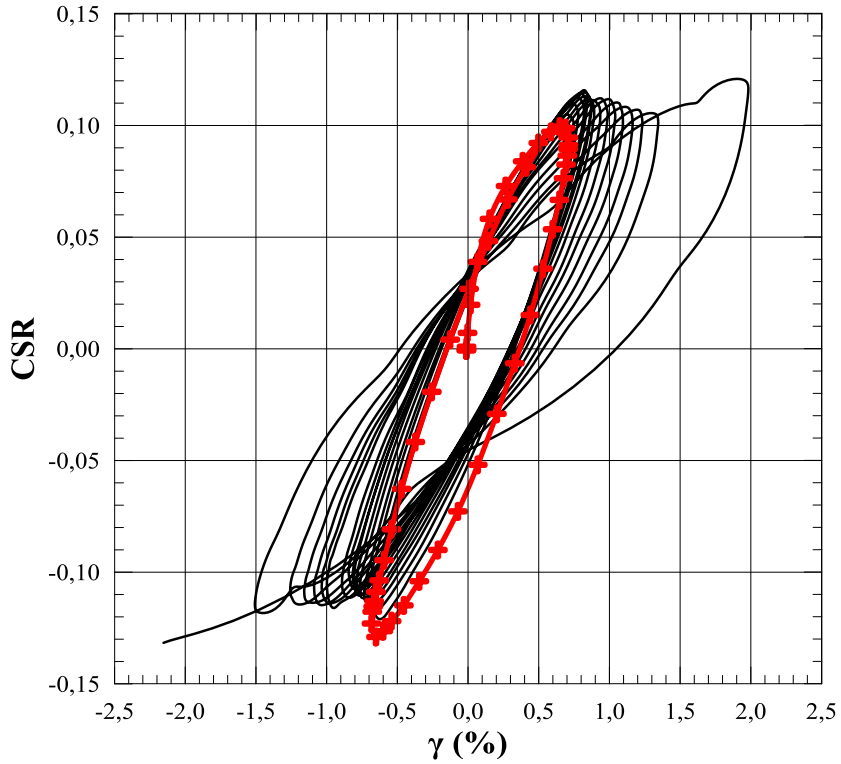
Saturation	
e_0	**0,56**
$p_{d\text{-}0}$ (kg/m³)	**1732**
p_0 (kg/m³)	**2093**

Consolidation	
e_{conso}	**0,49**
$p_{d\text{-}conso}$ (kg/m³)	**1816**
p_{conso} (kg/m³)	**2146**

Validation	
e_f	**0,47**
$p_{d\text{-}f}$ (kg/m³)	**1844**
p_f (kg/m³)	**2164**

Module de cisaillement	
G_{max} (MPa)	42
G_1 (MPa)	7,4





TxSS-S-42

2016-11-14

CSR = 0,104

σ'_c = 500 kPa

$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 800 kPa

u ≈ 300 kPa

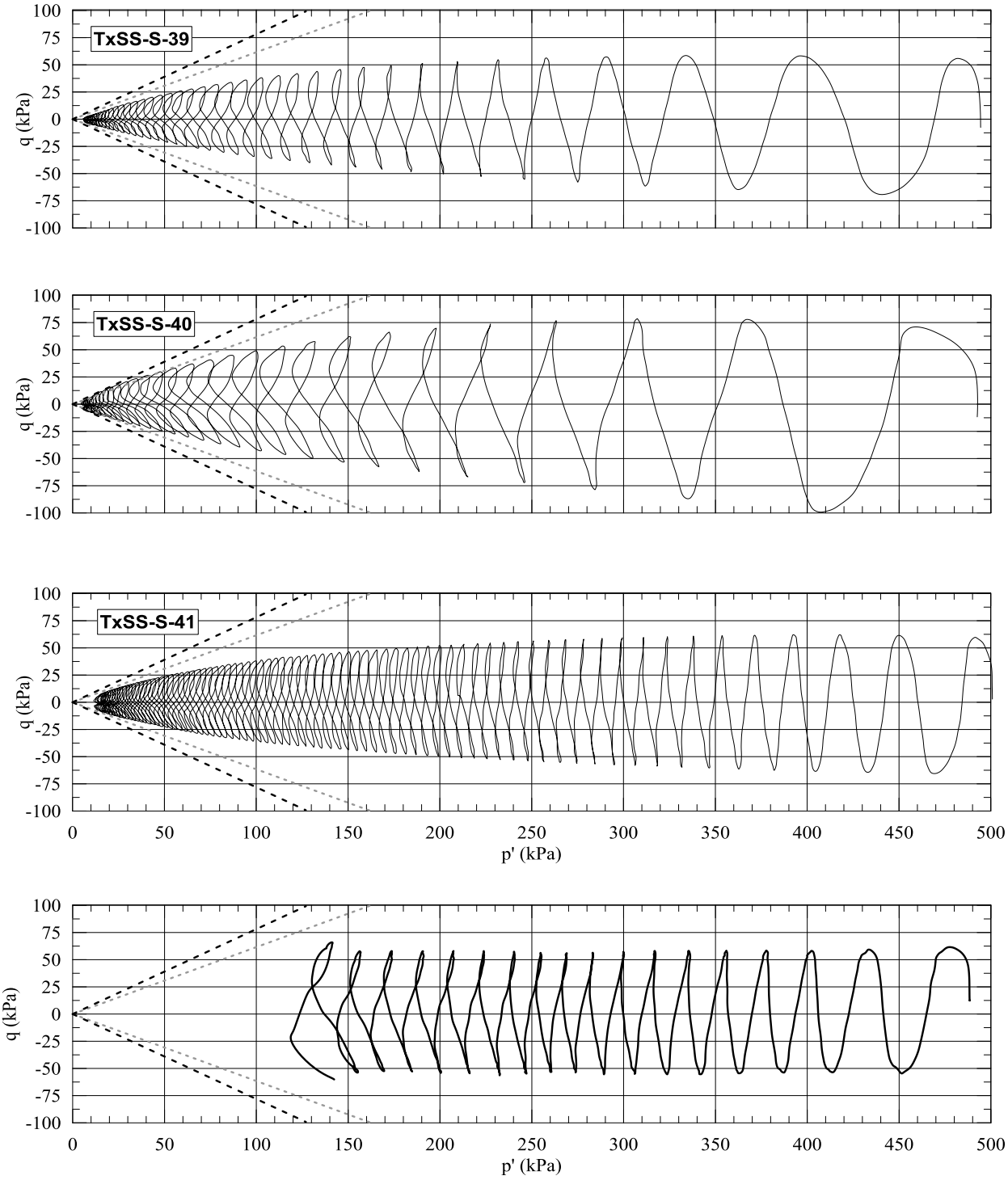
e_0 = 0,57

e_{conso} = 0,50

ρ_{conso} = 2 149 kg/m^3

B = 0,94

ANNEXE Q– CHEMINEMENT DES CONTRAINTES EFFECTIVES (SÉRIE 500 KPA)


TxSS-S-39
TxSS-S-40
TxSS-S-41
q (kPa)
p' (kPa)
100
75
50
25
0
-25
-50
-75
-100
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500

ANNEXE R – CODES NUMÉRIQUES FLAC

Calibration des courbes hystérésis (Modèle Sig4)

Code conçu par Mourad Karray, ing., Ph.D.

```
def initia
    l1=1
    l2=-0.45
    l3=-1.45
    l4=0.03154
end
initia
;
def hyst7
     CycStrain  =1.05(percent cyclic strain)                    ; Faire varier l'amplitude des déformations
;---- derived ..
    setVel     = 0.01 * min(1.0,CycStrain/0.1)
    timestep   = min(1e-4,1e-5 / CycStrain)
    nstep1     = int(0.5 + 1.0 / (timestep * 10.0))
    nstep2     = nstep1 * 2
    nstep3     = nstep1 + nstep2
    nstep5     = nstep1 + 2 * nstep2
    xtable(100,7)=Cycstrain
    xtable(101,7)=Cycstrain
end
hyst7
;
ini xvel=0 yvel=0
ini xdisp=0 ydisp=0
ini sxy=0
ini dy_damp hyst sig4 1 -0.65 -1.2 0.06                         ; Paramètres à changer (Sig4)
ini xvel setVel j=2
his sxy i 1 j 1
his xdis i 1 j 2
his nstep 1
cyc nstep1
ini xv mul -1
cyc nstep2
ini xv mul -1
cyc nstep2
his write 15 vs 16 tab 7
;
def HLoop7
    emax = 0.0
    emin = 0.0
    tmax = 0.0
    tmin = 0.0
    loop n (1,nstep5)
        emax = max(xtable(7,n),emax)
        emin = min(xtable(7,n),emin)
        tmax = max(ytable(7,n),tmax)
        tmin = min(ytable(7,n),tmin)
    endLoop
;
    slope = ((tmax - tmin) / (emax - emin)) / givenShear
    oo = out(' strain = '+string(emax*100.0)+'% G/Gmax = '+string(slope))
    Tbase = ytable(7,nstep3)
```

```
    Lsum = 0.0
;
    loop n (nstep1,nstep3-1)
        meanT = (ytable(7,n) + ytable(7,n+1)) / 2.0
        Lsum = Lsum + (xtable(7,n)-xtable(7,n+1)) * (meanT - Tbase)
    endLoop
;
    Usum = 0.0
    loop n (nstep3,nstep5-1)
        meanT = (ytable(7,n) + ytable(7,n+1)) / 2.0
        Usum = Usum + (xtable(7,n+1)-xtable(7,n)) * (meanT - Tbase)
    endLoop
;
    Wdiff = Usum - Lsum
    Senergy = 0.5 * xtable(7,nstep1) * yTable(7,nstep1)
    Drat = Wdiff / (Senergy * 4.0 * pi)
    oo = out(' damping ratio = '+string(Drat*100.0)+'%')
    ytable(100,7)=slope
    ytable(101,7)=Drat
end
HLoop7
```

Réplication des essais de TxSS en déformations contrôlées

Code conçu par Mourad Karray, ing., Ph.D.
Adapté par Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A

1) Conditions initiales

```
; Source: Simple grid
config dynamic extra 10
grid 4,2
gen 0.0,0.0 0.0,0.5 1.0,0.5 1.0,0.0 i=1,5 j=1,3                    ; Modèle 4x2 (1,0 m x 0,5 m)
model elastic i=1,5 j=1,3
fix  x y j 1                                                       ; Base immobile
fix  y                                                             ; Support latéral et axial
group 'Tailings' region 4 2
model elastic notnull group 'Tailings'
prop density=2000.0 bulk=1.5E9 shear=30e6 notnull group 'Tailings'  ; Propriétés des résidus
```

2) Importer la table des vélocités (Dérivée des déplacements)

```
call table118.dat
```

3) Cisaillement cyclique

```
set dydt 4.5e-5
ini xdisp=0 ydisp=0
ini xvel=0 yvel=0
def she                                                            ; Distribuer Gmax au modèle
    loop i(1,4)
    loop j(1,2)
        ex_1(i,j)=shear_mod(i,j)
        end_loop
        end_loop
end
she
;
ini dy_damp hyst sig4 1 -0.65 -1.6 0.02                            ; Paramètres Sig4
;
def fact1
    fact1=1.00                                                     ; Facteur d'amplification de l'accélérogramme
end
fact1
;
apply xvel fact1 hist table 118 j=3                                ; Appliquer les vélocités au sommet du modèle
;
def tmax                                                           ; Calcul des contraintes effectives
    gammamax=0.1
    loop nstep(2,10000)                                            ; Durée du cisaillement (nombre de pas)
        xtable(15,nstep)=nstep*4.5e-3
        ytable(15,nstep)=100*(xdisp(3,2)-xdisp(3,1))/(y(3,2)-y(3,1))   ; γcyc
        xtable(13,nstep)=nstep*4.5e-3
        ytable(13,nstep)=100*(xdisp(3,3)-xdisp(3,2))/(y(3,3)-y(3,2))
        gamma=abs(ytable(15,nstep))                                ; γcyc-max (gammamax)
        xtable(16,nstep)=nstep*4.5e-3
        ca1=(sxy(1,1)+sxy(4,1)+sxy(2,1)+sxy(3,1))/(4*100000)       ; CSR (σ'c = 100 kPa = 100 000 Pa)
        ytable(16,nstep)=ca1
```

```
        xtable(17,nstep)=ytable(15,nstep)
        ytable(17,nstep)=ytable(16,nstep)
        command
            step 100
        end_command
;
        prod1=(ytable(15,nstep)-ytable(15,nstep-1))          ; Yi-Yi-1
        prod2=(ytable(16,nstep)+ytable(16,nstep-1))/2        ; (CSRi+CSRi-1)/2
        prod=prod+prod1*prod2                                ;Ws cumulative (Énergie)
;
        if prod < 0
            prod=0
        end_if
        if gamma > gammamax
            gammamax=gamma
        end_if
;
        ax=1.65                                              ; Paramètre de calibration a
        sx=((prod)^0.5/ax)                                   ; Ws^0,5/a
        if sx > 1.05
            sx = 1.05
        end_if
;
        ru = 0.453*sX+1.162*(sX^2)-0.691*(sX^3)              ; Fonction ru-Ws^0,5/a
;
        if ru > 0.95                                         ; S'assurer que ru≤1,0
            ru=0.95
        end_if
;
        xtable(18,nstep)=nstep*4.5e-3
        ytable(18,nstep)=ru
        loop jn(1,2)
        loop kn(1,4)
            shear_mod(kn,jn)=ex_1(kn,jn)*((1-ru)^0.5)        ; Redistribution de G réduit selon ru
        end_loop
        end_loop
    end_loop
end
;
Tmax
```

Simulation d'essais de TxSS en contraintes contrôlées

Code conçu par Mourad Karray, ing., Ph.D.
Adapté par Xavier Archambault-Alwin, étudiant M.Sc.A

1) Conditions initiales

```
; Source: Simple grid
config dynamic extra 10
grid 4,2
gen 0.0,0.0 0.0,0.5 1.0,0.5 1.0,0.0 i=1,5 j=1,3                    ; Modèle 4x2 (1,0 m x 0,5 m)
model elastic i=1,5 j=1,3
fix  x y j 1                                                       ; Base immobile
fix  y                                                             ; Support latéral et axial
group 'Tailings' region 4 2
model elastic notnull group 'Tailings'
prop density=2000.0 bulk=1.5E9 shear=30e6 notnull group 'Tailings'  ; Propriétés des résidus
```

2) Importer la table des contraintes unitaires (Sinus unitaire)

```
call table111.dat
```

3) Cisaillement cyclique

```
set dydt 4.5e-5
ini xdisp=0 ydisp=0
ini xvel=0 yvel=0
def she                                                            ; Distribuer Gmax au modèle
    loop i(1,4)
    loop j(1,2)
        ex_1(i,j)=shear_mod(i,j)
        end_loop
        end_loop
end
she
;
ini dy_damp hyst sig4 1 -0.65 -1.6 0.02                            ; Paramètres Sig4
;
apply sxy 360000.0 hist table 111 from 5,3 to 1,3                  ; Appliquer les contraintes au modèle
;
def tmax                                                           ; Calcul des contraintes effectives
    gammamax=0.1
    loop nstep(2,10000)                                            ; Durée du cisaillement (nombre de pas)
        xtable(15,nstep)=nstep*4.5e-3
        ytable(15,nstep)=100*(xdisp(3,2)-xdisp(3,1))/(y(3,2)-y(3,1))   ; γcyc
        xtable(13,nstep)=nstep*4.5e-3
        ytable(13,nstep)=100*(xdisp(3,3)-xdisp(3,2))/(y(3,3)-y(3,2))
        gamma=abs(ytable(15,nstep))                                ; γcyc-max (gammamax)
        xtable(16,nstep)=nstep*4.5e-3
        ca1=(sxy(1,1)+sxy(4,1)+sxy(2,1)+sxy(3,1))/(4*100000)       ; CSR (σ'c = 100 kPa = 100 000 Pa)
        ytable(16,nstep)=ca1
        xtable(17,nstep)=ytable(15,nstep)
        ytable(17,nstep)=ytable(16,nstep)
        command
            step 100
        end_command
```

```
;
        prod1=(ytable(15,nstep)-ytable(15,nstep-1))          ; γi-γi-1
        prod2=(ytable(16,nstep)+ytable(16,nstep-1))/2        ; (CSRi+CSRi-1)/2
        prod=prod+prod1*prod2                                ;Ws cumulative (Énergie)
;
        if prod < 0
            prod=0
        end_if
        if gamma > gammamax
            gammamax=gamma
        end_if
;
        ax=1.465578241*gammamax^(-0.2310629386)              ; Paramètre de calibration a pour différents γ

;       ax=1.045009823*gammamax^(-0.2619394827)              ; Fonction a σ'c = 50 kPa
;       ax=1.465578241*gammamax^(-0.2310629386)              ; Fonction a σ'c = 100 kPa
;       ax=1.609930742*gammamax^(-0.3607207792)              ; Fonction a σ'c = 300 kPa
;       ax=1.929290288*gammamax^(-0.4767944811)              ; Fonction a σ'c = 500 kPa
        if ax > 5.00                                         ; Borne supérieure
            ax=5.00
        end_if
        if ax < 1.00                                         ; Borne inférieure
            ax=1.00
        end_if

        sx=((prod)^0.5/ax)                                   ; Ws^0,5/a
        if sx > 1.05
            sx = 1.05
        end_if
;
        ru = 0.453*sX+1.162*(sX^2)-0.691*(sX^3)              ; Fonction ru-Ws^0,5/a
;
        if ru > 0.95                                         ; S'assurer que ru≤1,0
            ru=0.95
        end_if
;
        xtable(18,nstep)=nstep*4.5e-3
        ytable(18,nstep)=ru
        loop jn(1,2)
        loop kn(1,4)
            shear_mod(kn,jn)=ex_1(kn,jn)*((1-ru)^0.5)        ; Redistribution de G réduit selon ru
        end_loop
        end_loop
    end_loop
end
;
Tmax
```

ANNEXE S – SIMULATION DES ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 50 KPA)

Série $\sigma'_c = 50$ kPa

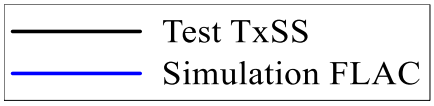
Déformations contrôlées

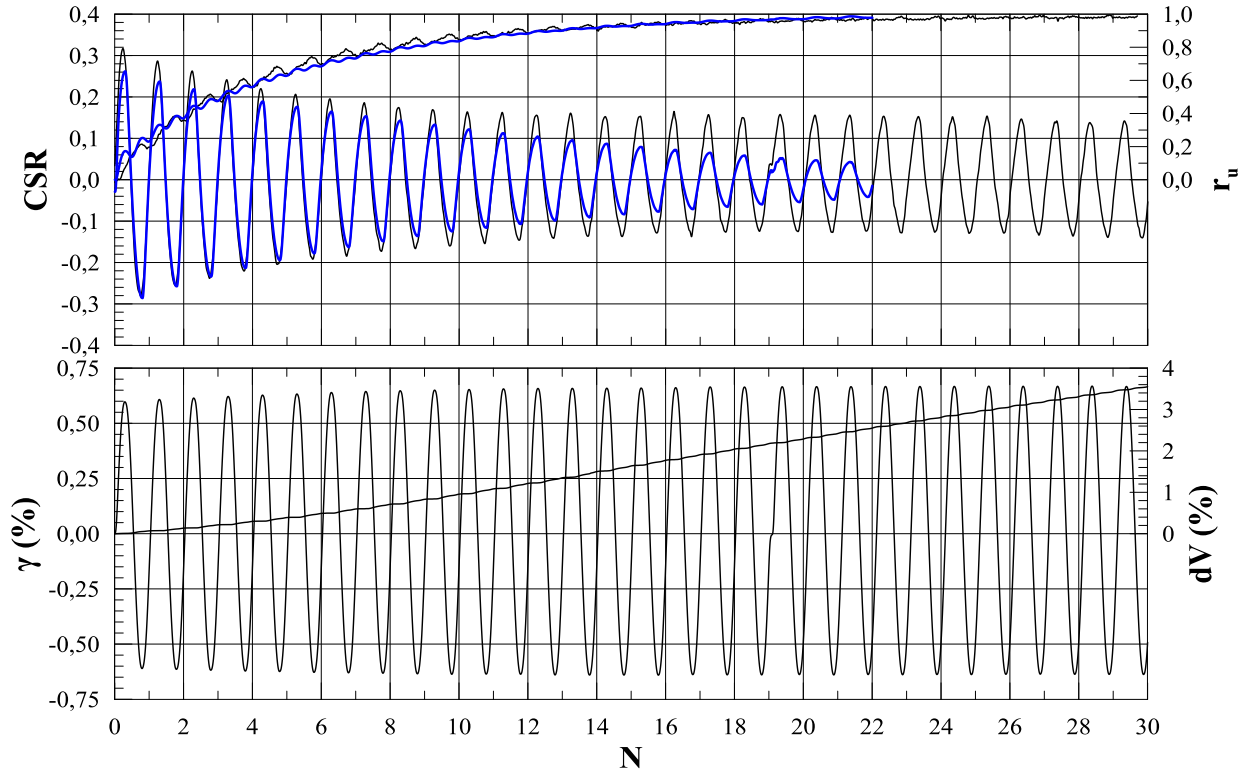
ID	σ'_c (kPa)	γ_{cyc} (%)	e_c	N_{LIQ}	a
TxSS-S-33	44,5	0,616	0,50	11,6	1,36
TxSS-S-34	43,8	0,476	0,48	13,0	1,00
TxSS-S-35	47,8	0,275	0,49	55,6	1,91
TxSS-S-36	61,5	0,362	0,52	27,2	1,07
TxSS-S-38	35,5	0,825	0,56	5,7	1,19

Contraintes contrôlées

ID	σ'_c (kPa)	CSR	e_c	N_{LIQ}	a_{moy}
TxSS-S-45	50,1	0,247	0,51	4,6	1,20

	b	c	x_0	y_0	G_{MAX} (MPa)
Sig4	1,0	-0.65	-1.70	0,020	22

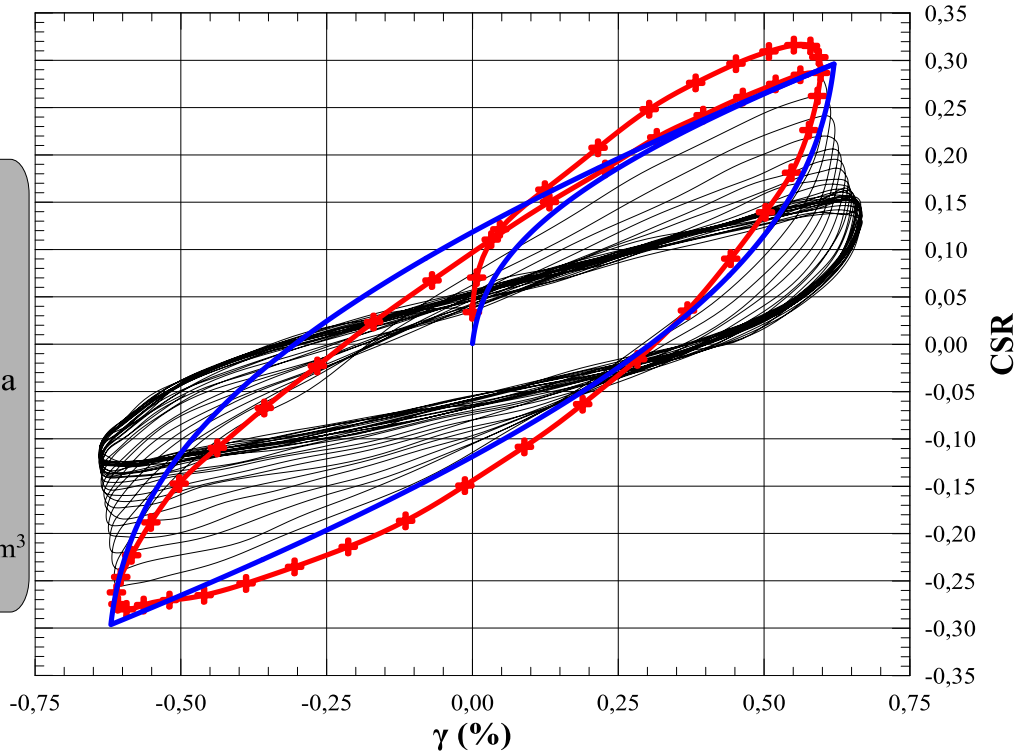


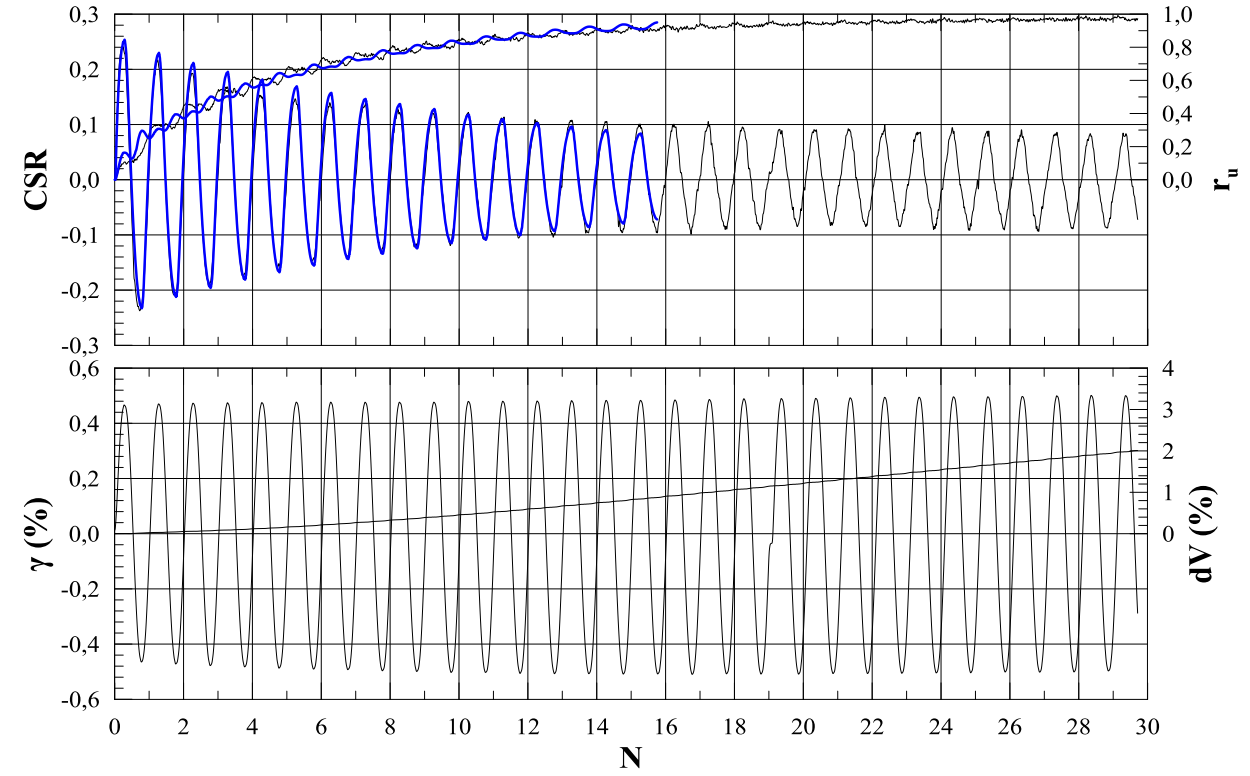


TxSS-S-33

2016-10-19

γ_{cyc} = 0,616%
σ'_c = 44,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,53
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 144 kg/m^3
B = 0,93

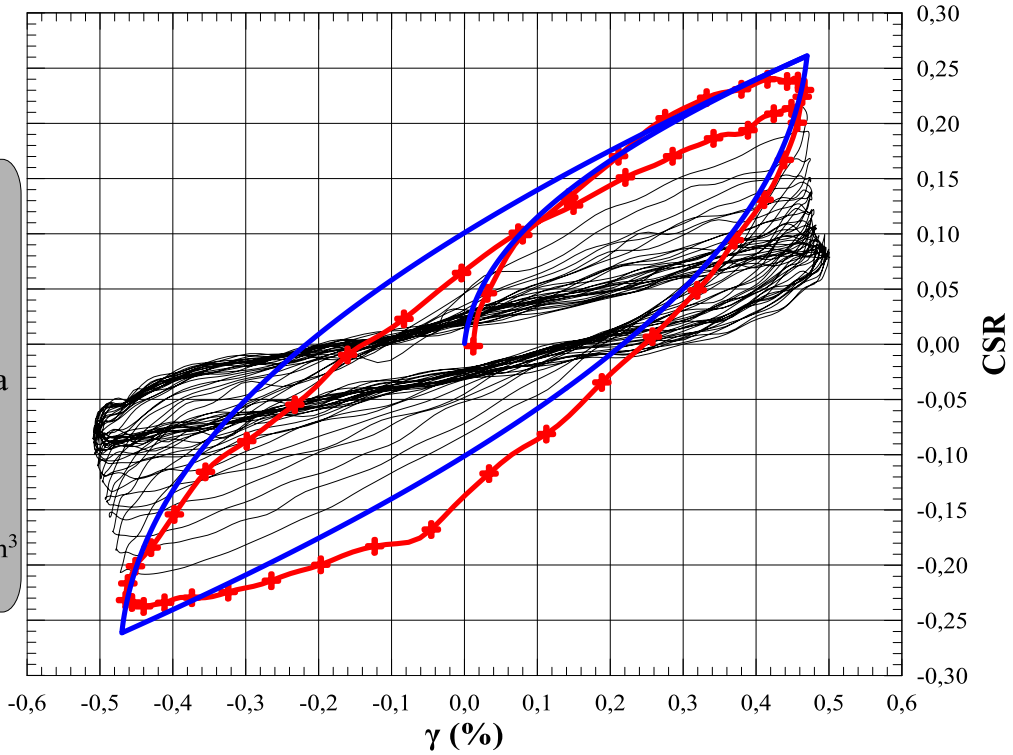


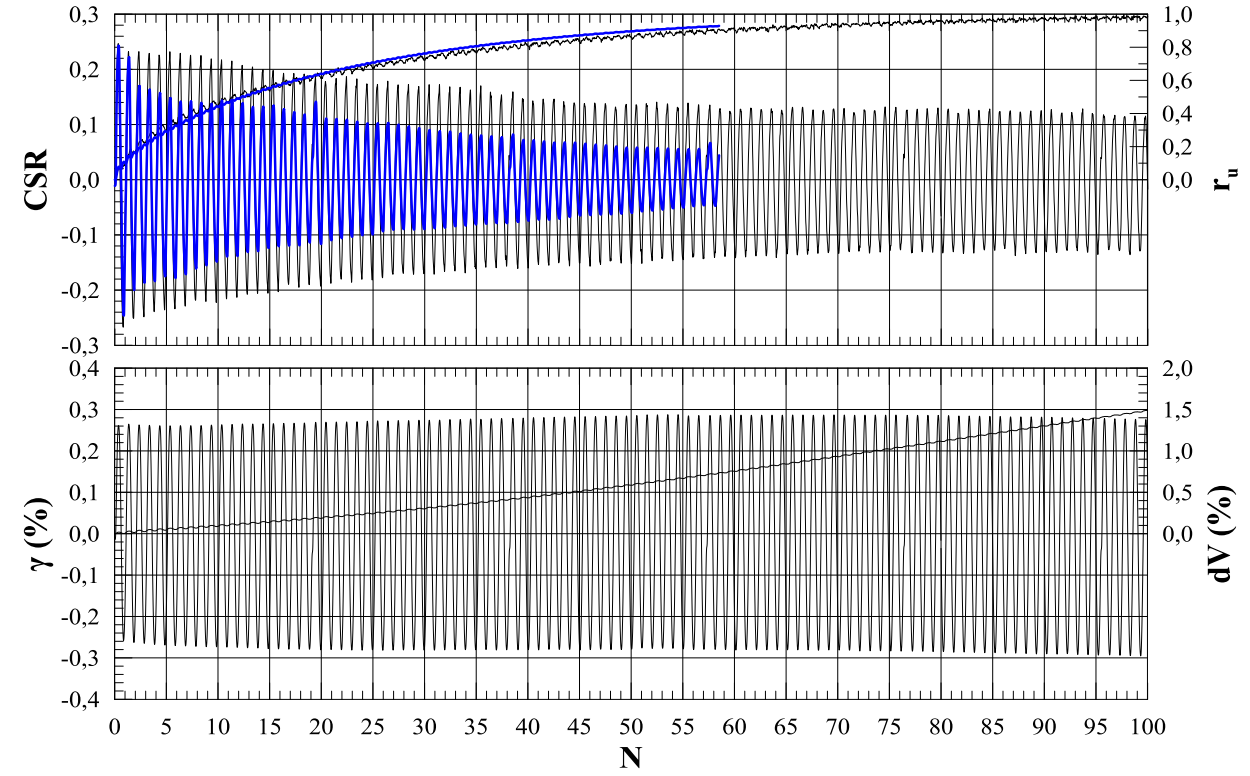


TxSS-S-34

2016-10-21

γ_{cyc} = 0,476%
σ'_c = 43,8 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 300 kPa
u ≈ 250 kPa
e_0 = 0,51
e_{conso} = 0,49
ρ_{conso} = 2 157 kg/m^3
B = 0,95

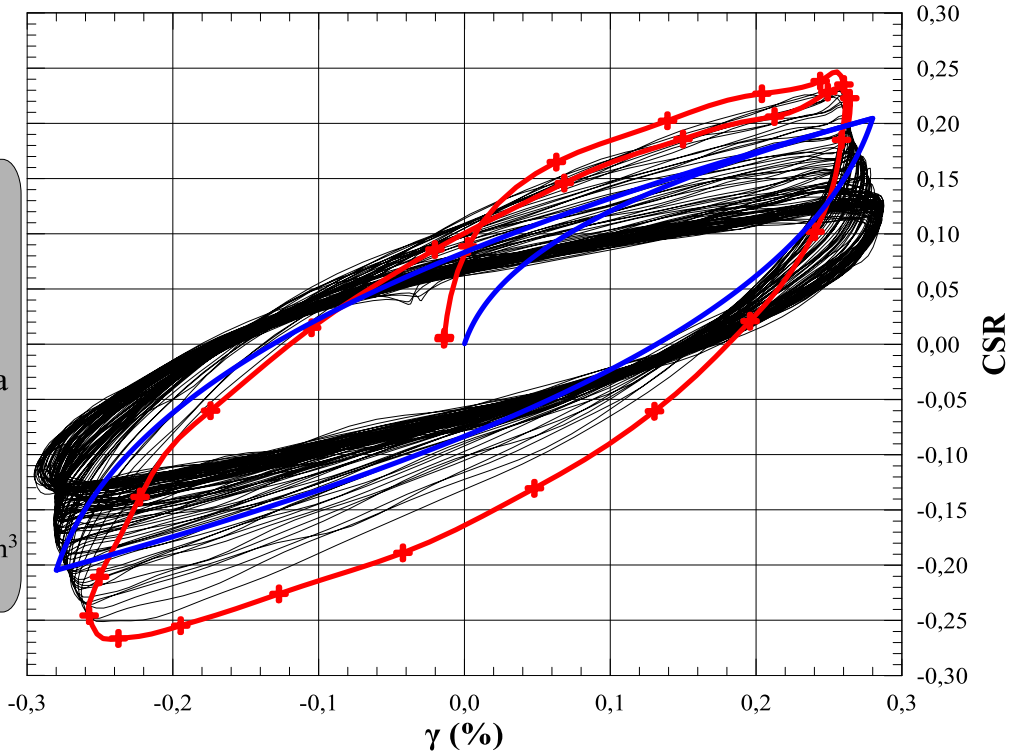


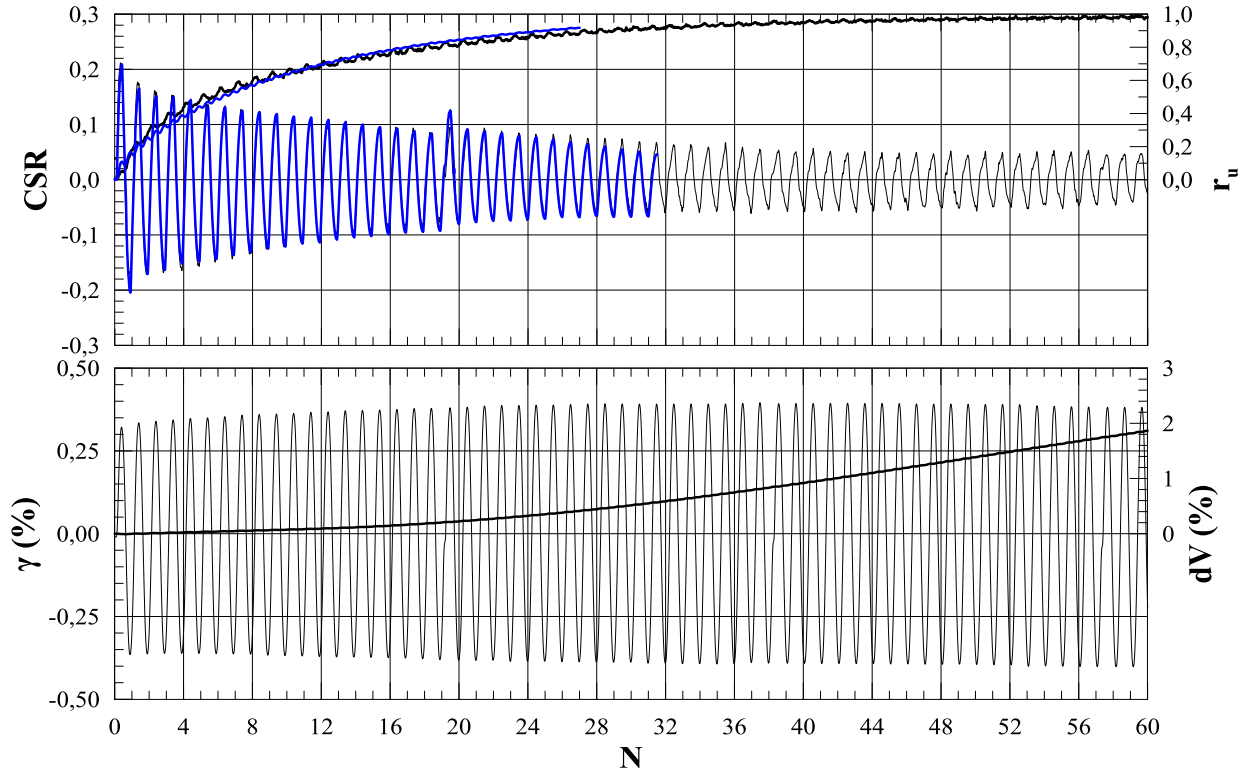


TxSS-S-35

2016-10-24

γ_{cyc} = 0,275%
σ'_c = 47,8 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,51
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 150 kg/m^3
B = 0,94

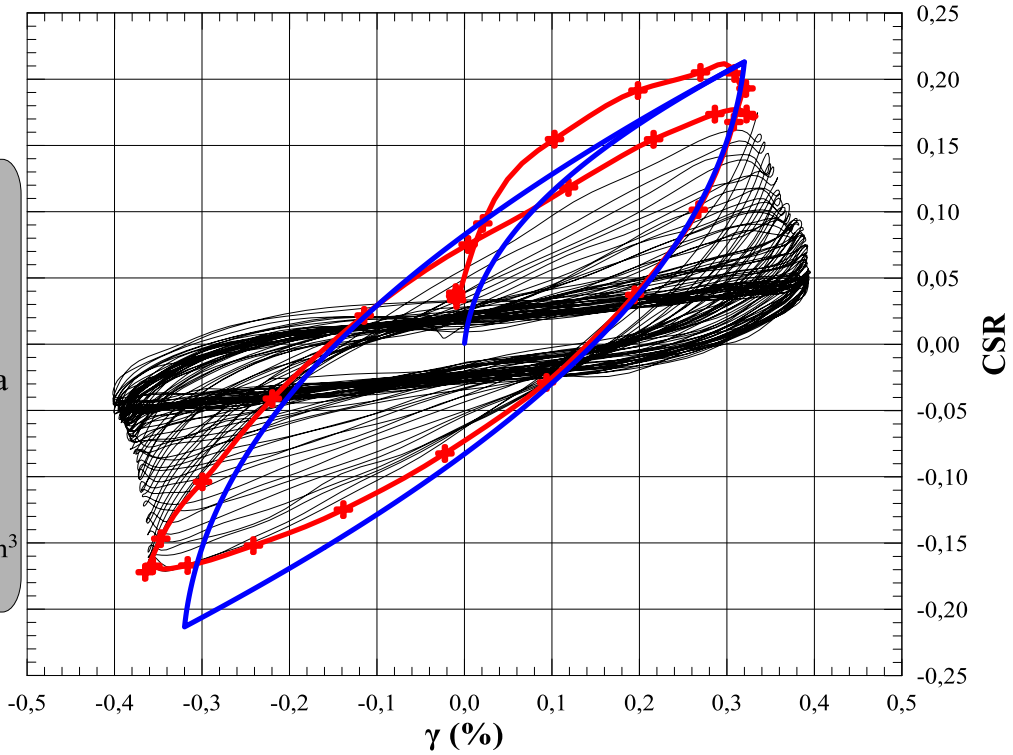


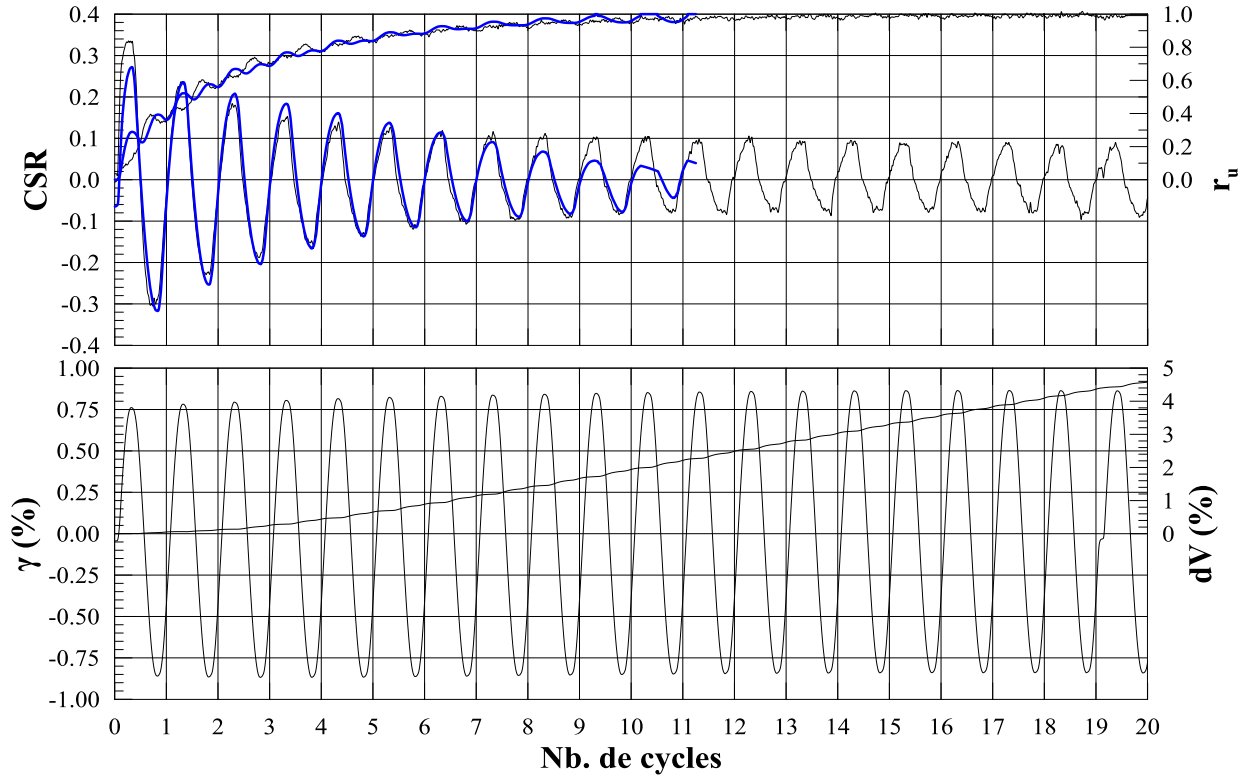


TxSS-S-36

2016-10-25

γ_{cyc} = 0,362%
σ'_c = 61,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,52
ρ_{conso} = 2 130 kg/m^3
B = 0,98

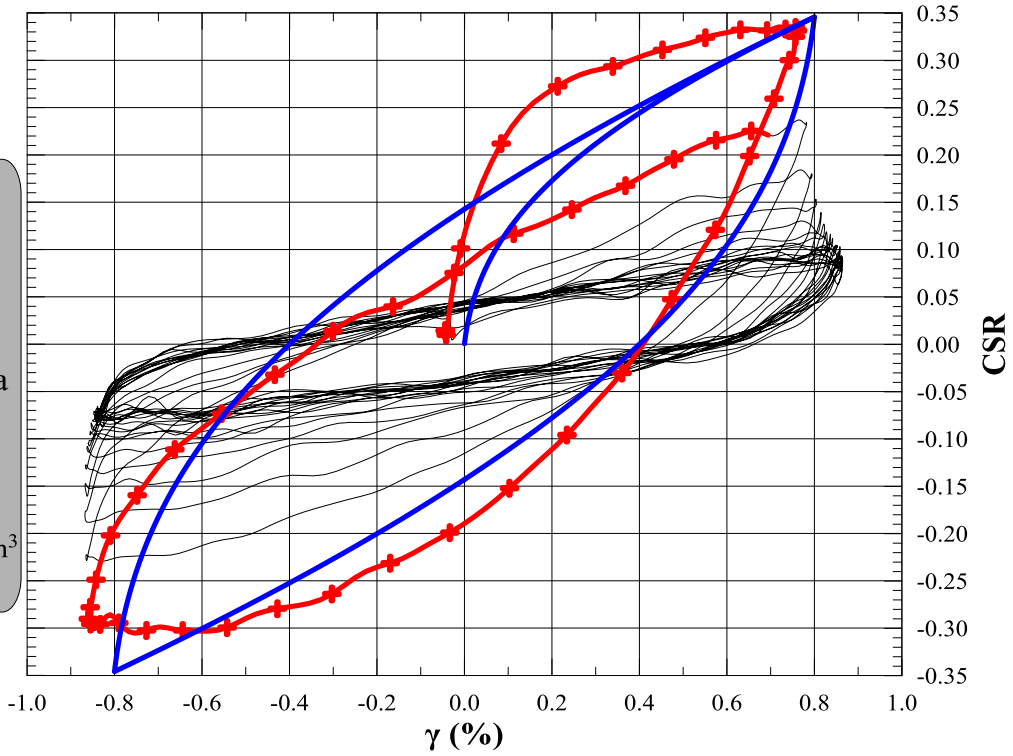


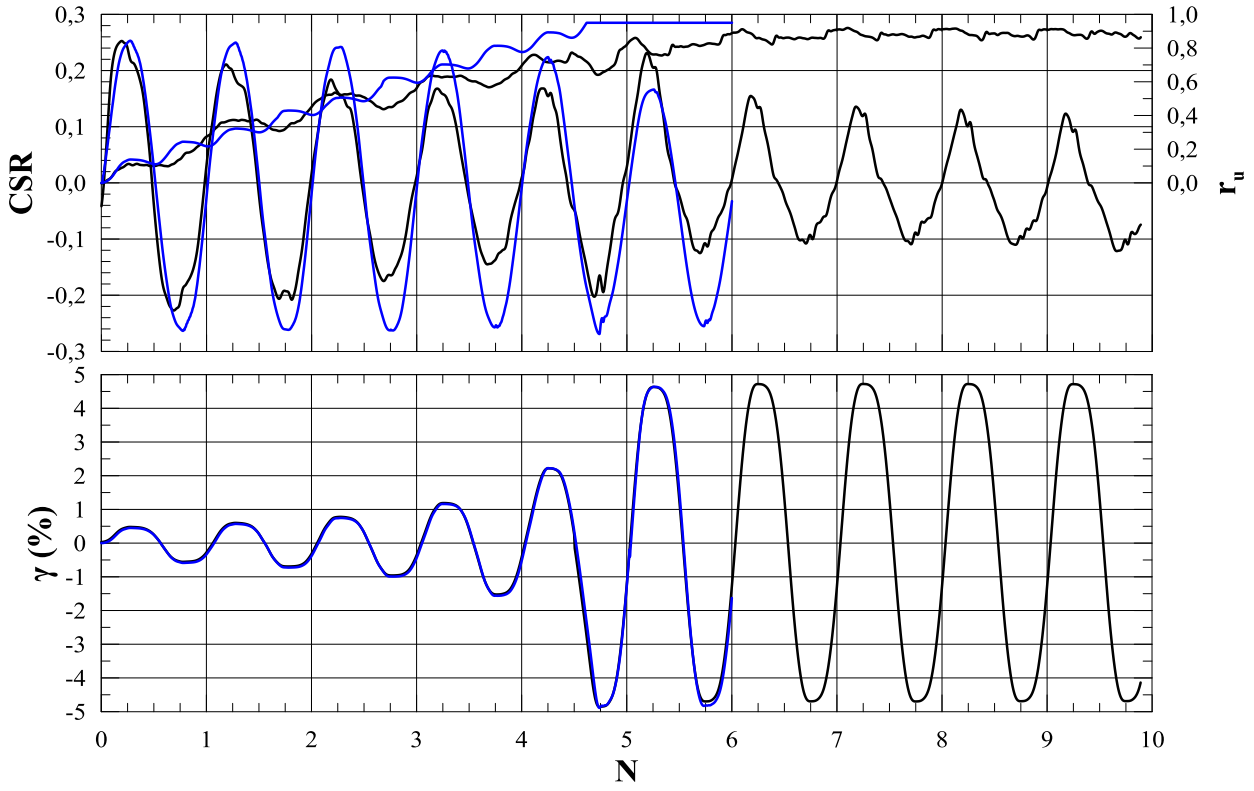


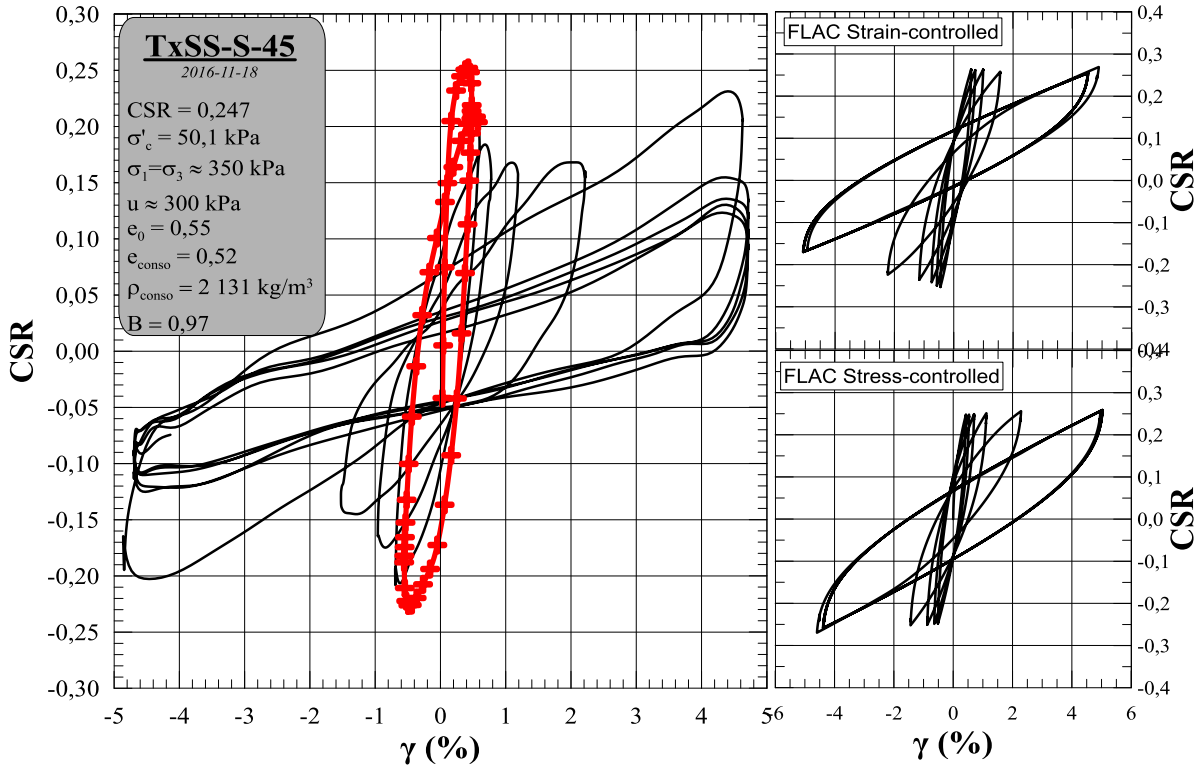
TxSS-S-38

2016-10-27

γ_{cyc} = 0,825%
σ'_c = 35,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 250 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,56
ρ_{conso} = 2 100 kg/m^3
B = 1,00




CSR
r_u
γ (%)
N


TxSS-S-45
2016-11-18
CSR = 0,247
σ'c = 50,1 kPa
σ1=σ3 ≈ 350 kPa
u ≈ 300 kPa
e0 = 0,55
econso = 0,52
ρconso = 2 131 kg/m³
B = 0,97
FLAC Strain-controlled
FLAC Stress-controlled
CSR
γ (%)

ANNEXE T – SIMULATION DES ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 100 KPA)

Série σ'_c = 100 kPa

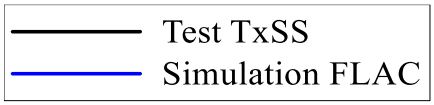
Déformations contrôlées

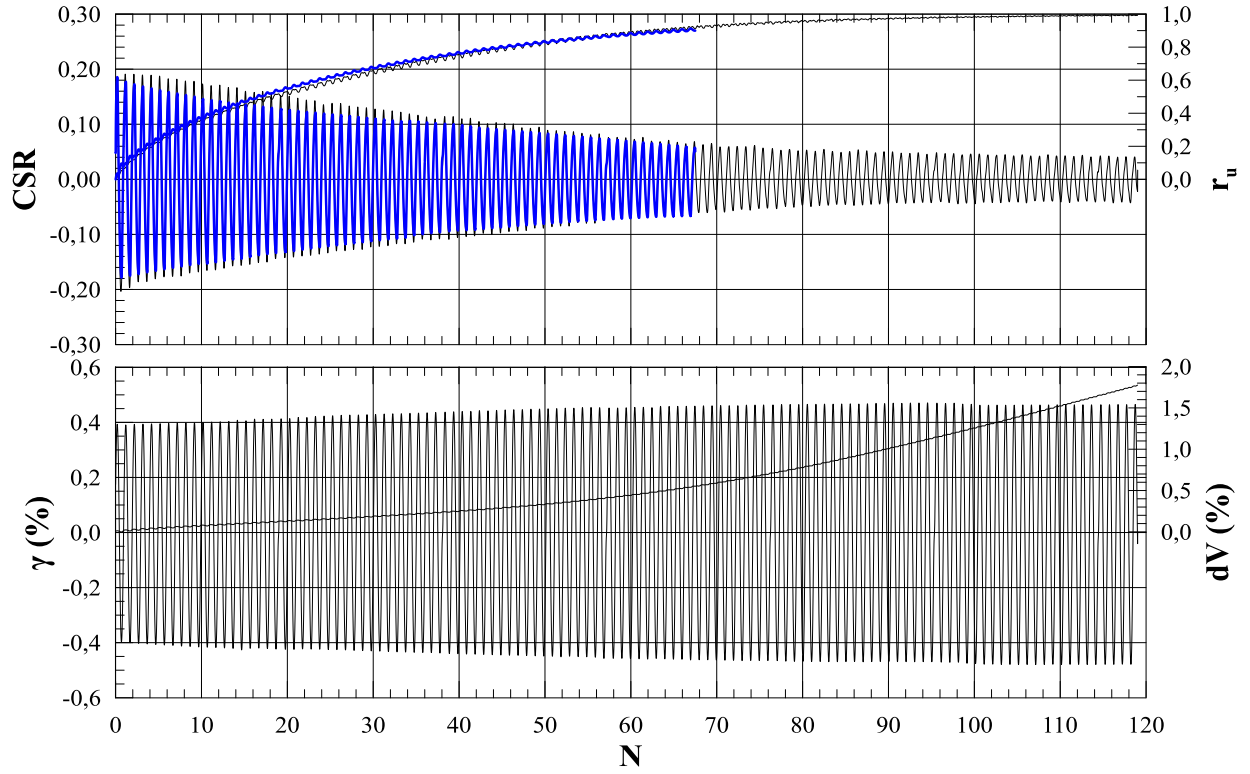
ID	σ'_c (kPa)	γ_{cyc} (%)	e_c	N_{LIQ}	a
TxSS-S-10	95,5	0,418	0,56	61,1	1,94
TxSS-S-11	96,6	0,443	0,56	-	3,48
TxSS-S-12	95,5	0,408	0,57	59,8	1,88
TxSS-S-13	91,9	0,435	0,53	51,6	1,55
TxSS-S-14	86,4	0,425	0,56	66,8	2,59
TxSS-S-15	93,0	0,388	0,59	37,7	1,43
TxSS-S-16	95,5	0,889	0,52	39,2	3,41
TxSS-S-17	92,9	0,803	0,59	8,6	1,07
TxSS-S-18	95,0	0,787	0,53	15,5	1,70
TxSS-S-19	94,2	0,845	0,52	34,2	3,10
TxSS-S-20	96,5	0,866	0,50	18,6	2,36
TxSS-S-21	95,0	0,794	0,54	12,0	1,47
TxSS-S-22	98,2	0,777	0,54	13,1	1,39
TxSS-S-23	96,4	0,938	0,52	8,1	1,23
TxSS-S-24	101,1	1,180	0,49	8,1	1,52
TxSS-S-25	93,5	0,741	0,46	20,2	1,64
TxSS-S-26	96,1	0,495	0,48	41,3	1,64

Contraintes contrôlées

ID	σ'_c (kPa)	CSR	e_c	N_{LIQ}	a_{moy}
TxSS-S-44	100,3	0,167	0,51	10,2	1,50

	b	c	x_0	y_0	G_{MAX} (MPa)
Sig4	1,0	-0.65	-1.60	0,020	30

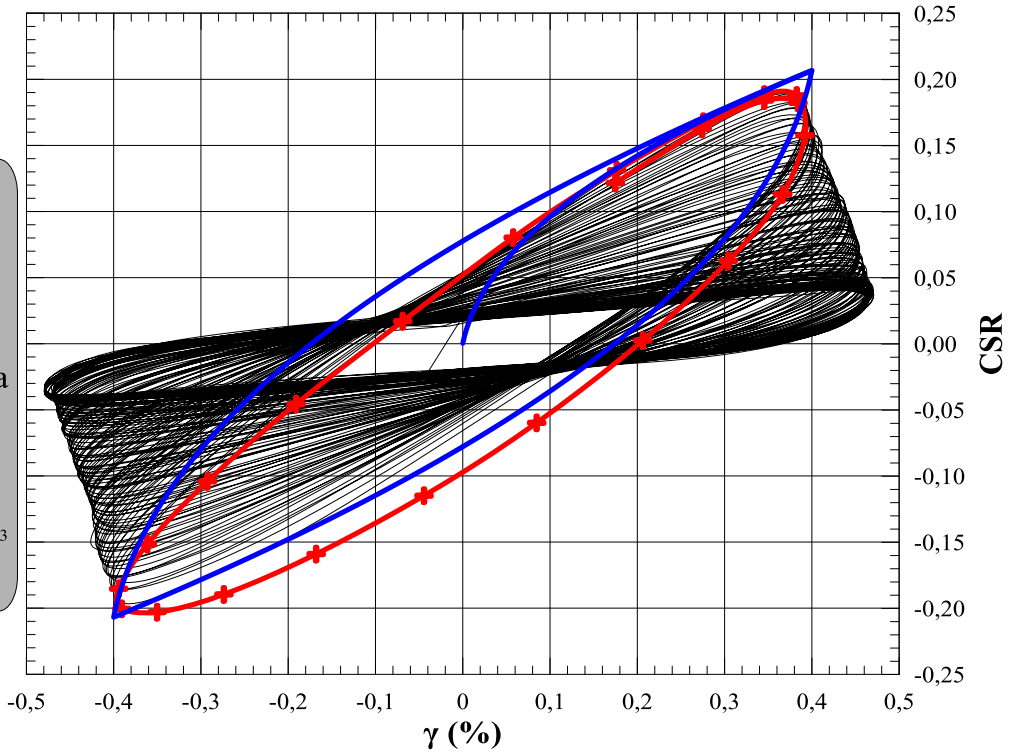


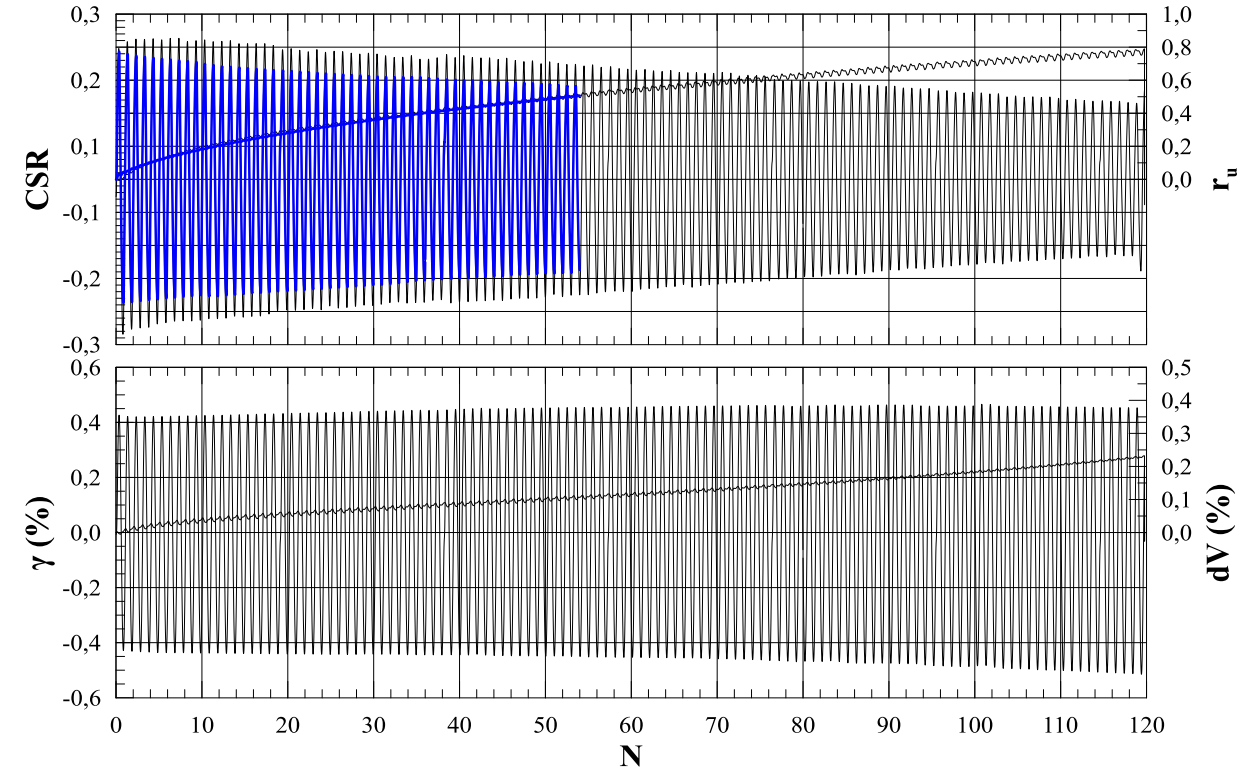


TxSS-S-10

2016-09-15

γ_{cyc} = 0,418%
σ'_c = 95,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 250 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,61
e_{conso} = 0,57
ρ_{conso} = 2 097 kg/m³
B = 0,94





TxSS-S-11

2016-09-20

γ_{cyc} = 0,443%

σ'_c = 96,6 kPa

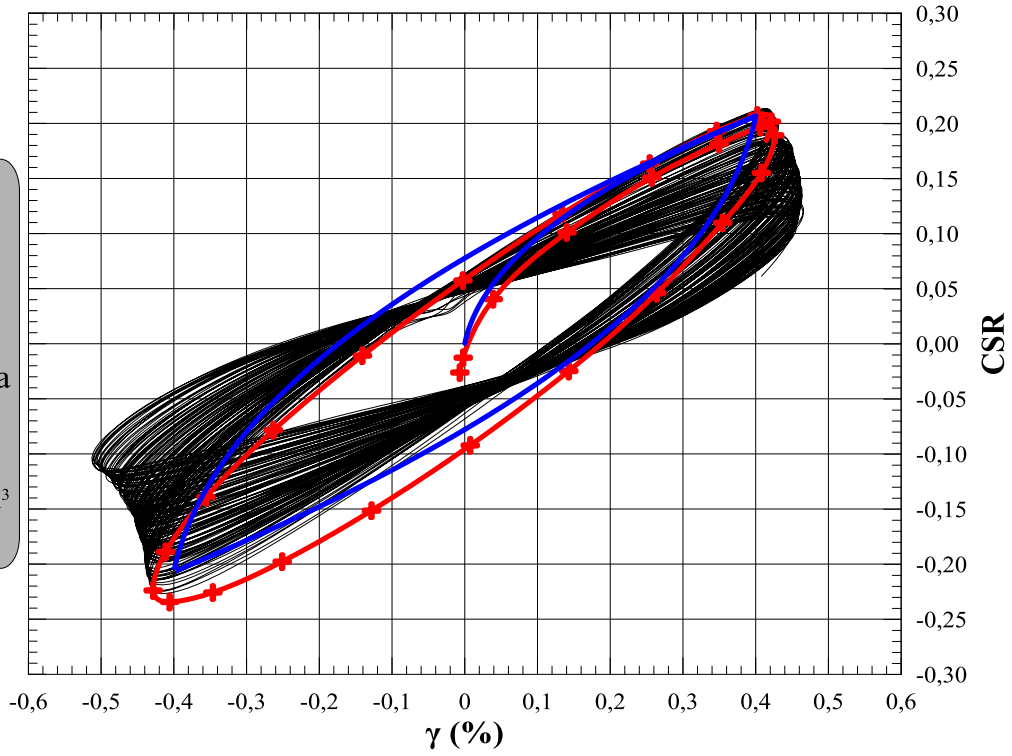
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 300 kPa

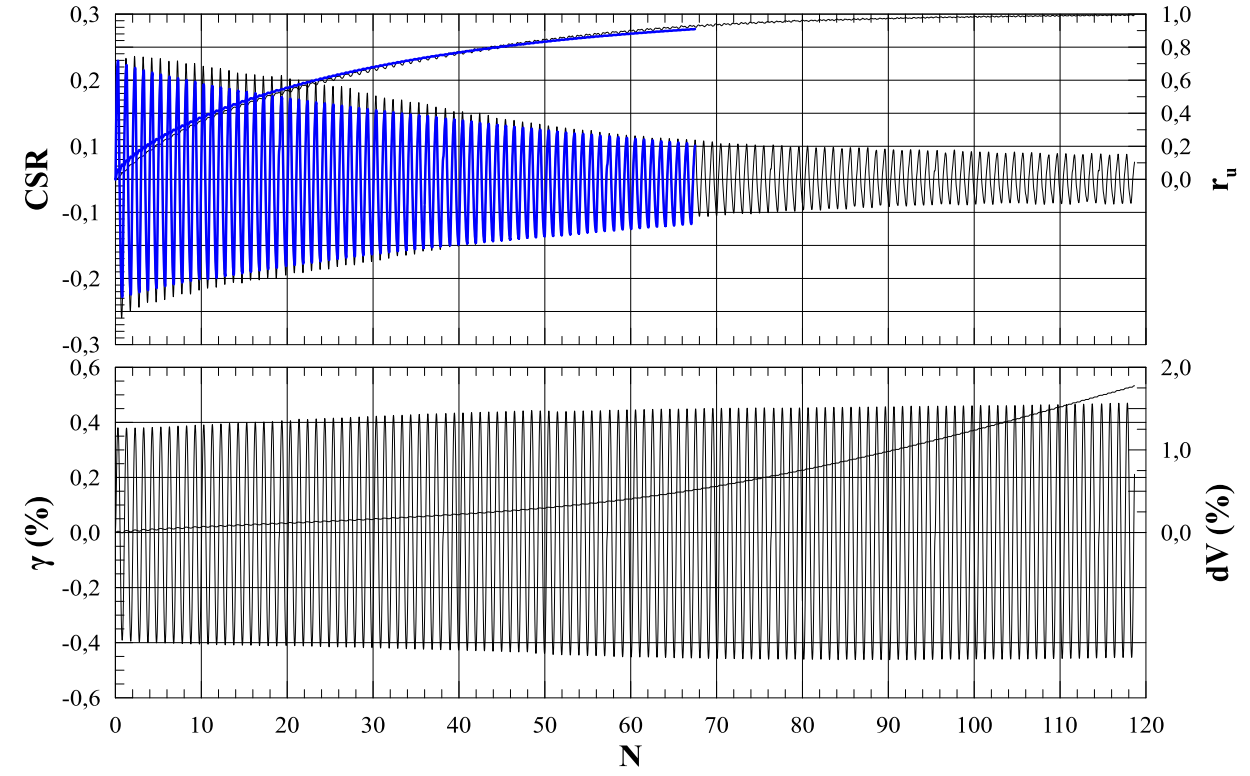
u ≈ 200 kPa

e_{conso} = 0,56

ρ_{conso} = 2 093 kg/m³

B = 0,95

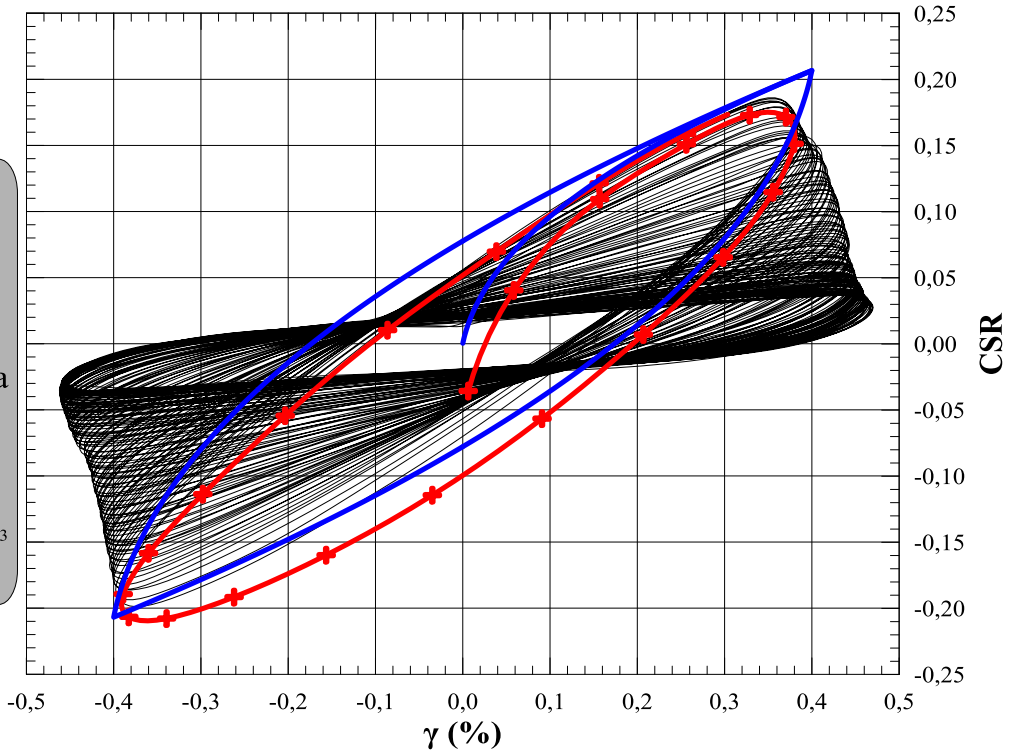


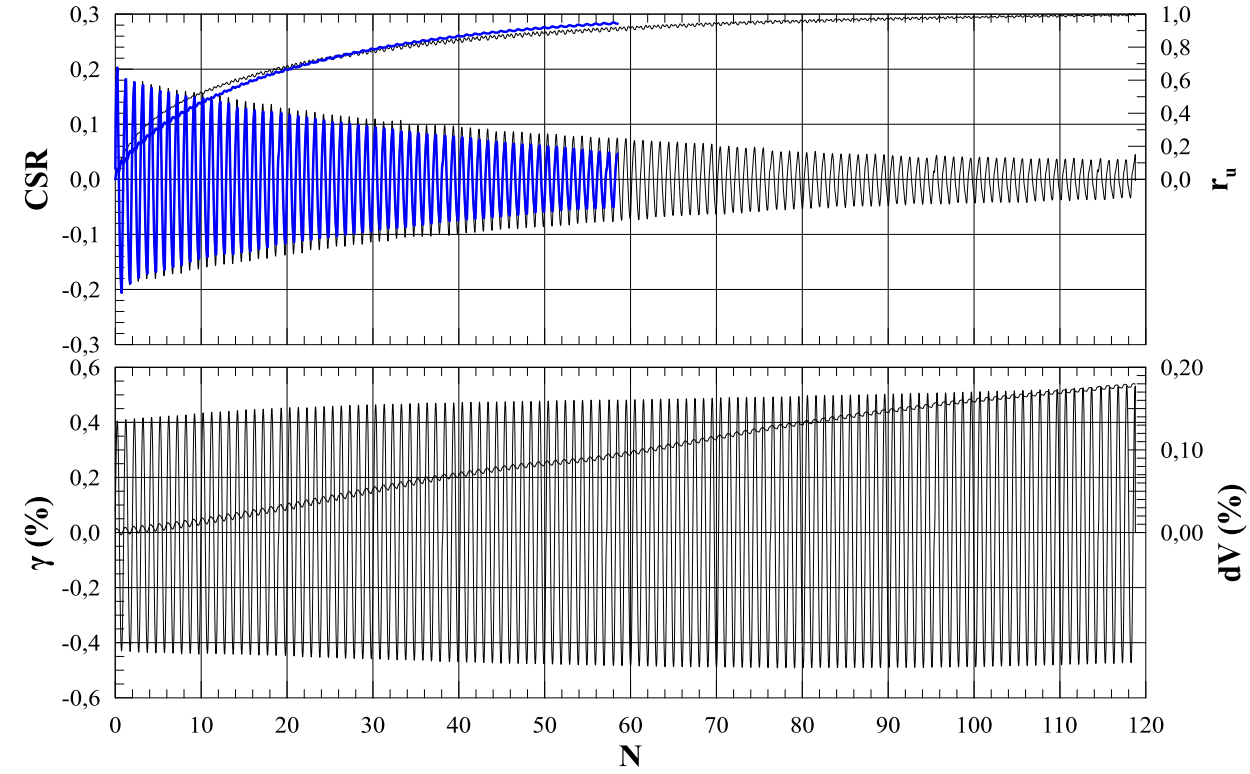


TxSS-S-12

2016-09-19

γ_{cyc} = 0,408%
σ'_c = 95,5 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 250 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,62
e_{conso} = 0,58
ρ_{conso} = 2 091 kg/m³
B = 0,94

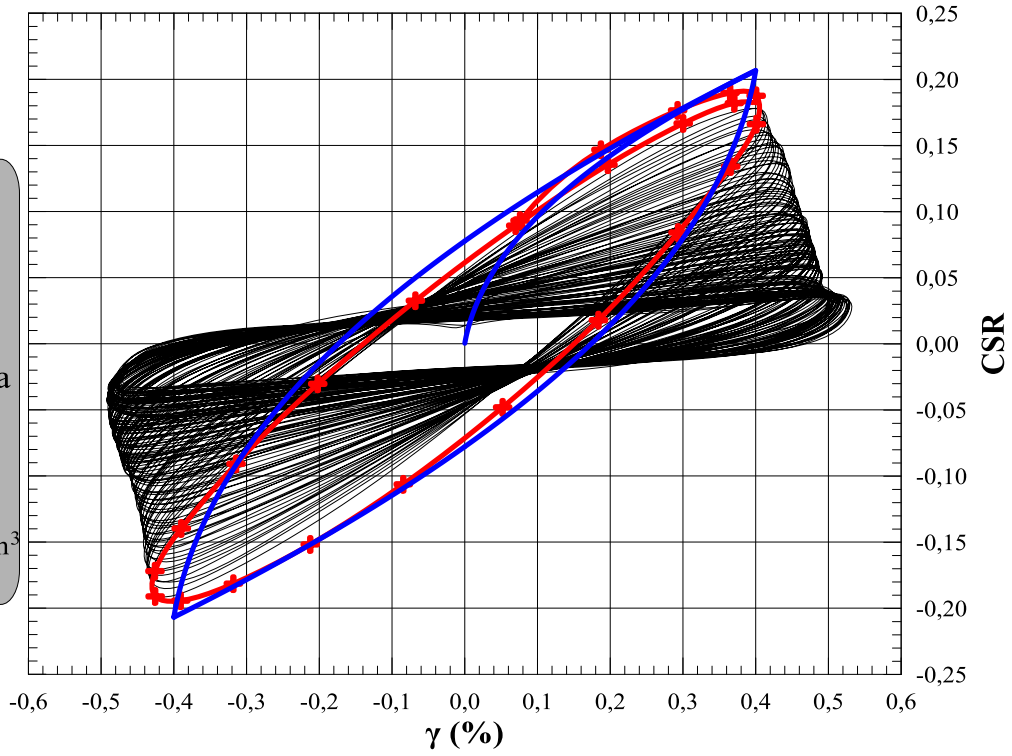


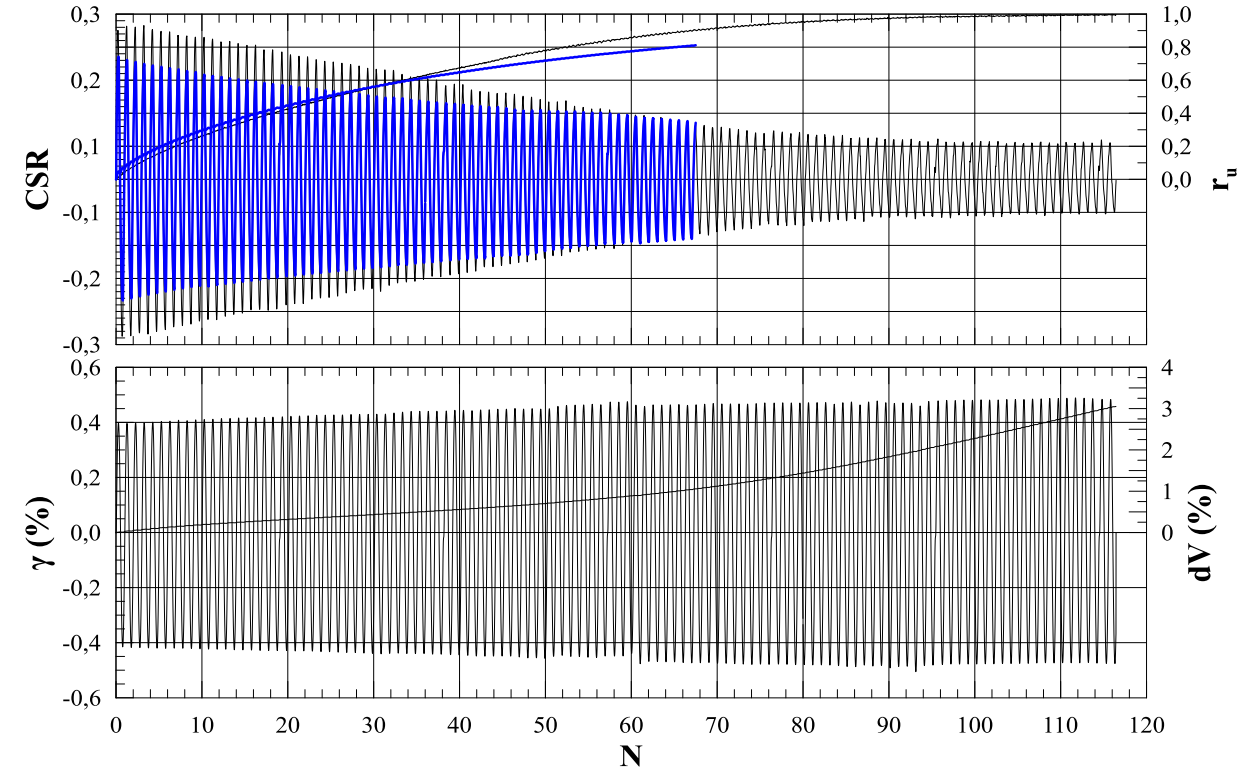


TxSS-S-13

2016-09-23

γ_{cyc} = 0,435%
σ'_c = 91,9 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 500 kPa
u ≈ 400 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,53
ρ_{conso} = 2 114 kg/m^3
B = 0,98

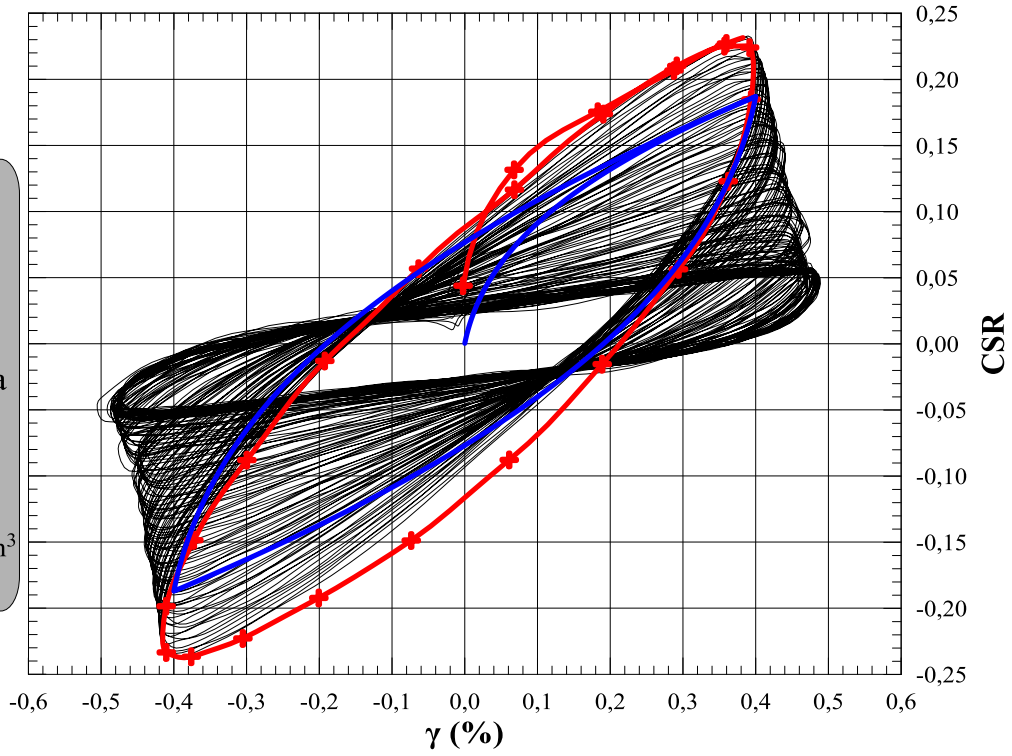


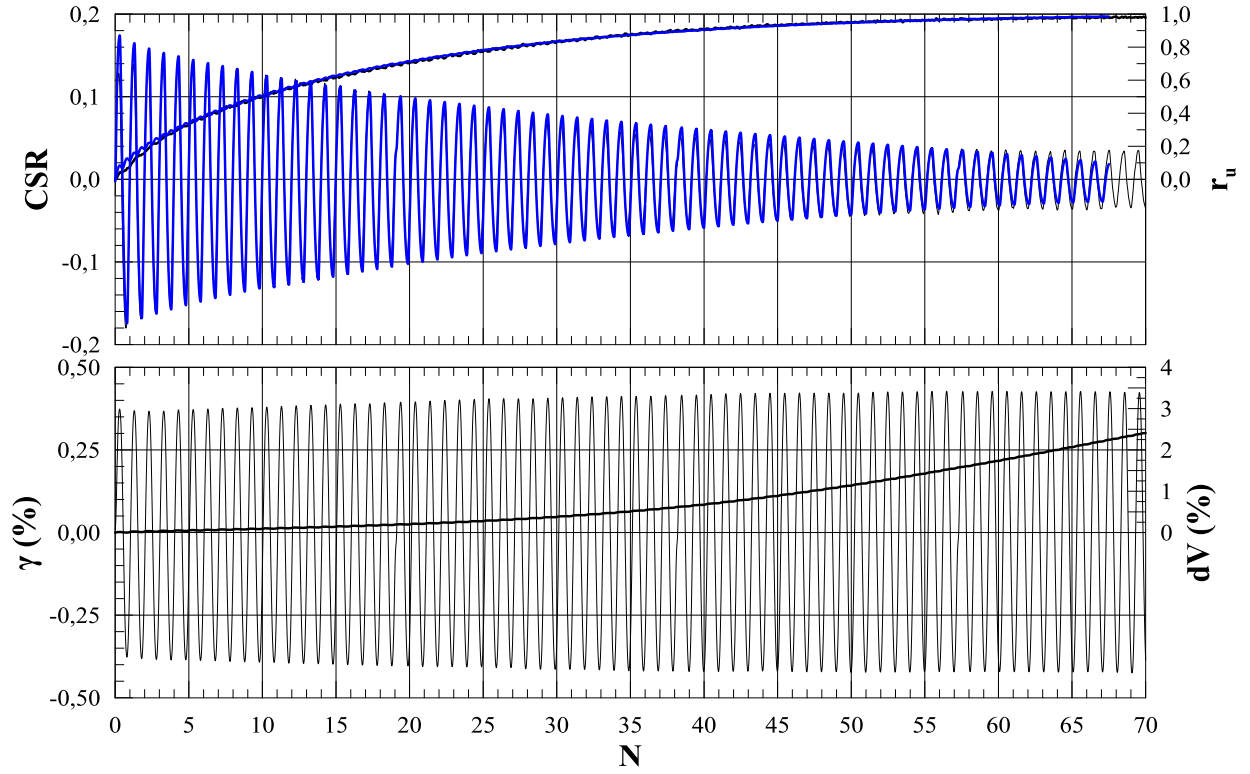


TxSS-S-14

2016-09-21

γ_{cyc} = 0,425%
σ'_c = 86,4 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 50 kPa
e_0 = 0,62
e_{conso} = 0,56
ρ_{conso} = 2 102 kg/m^3
B = 0,94

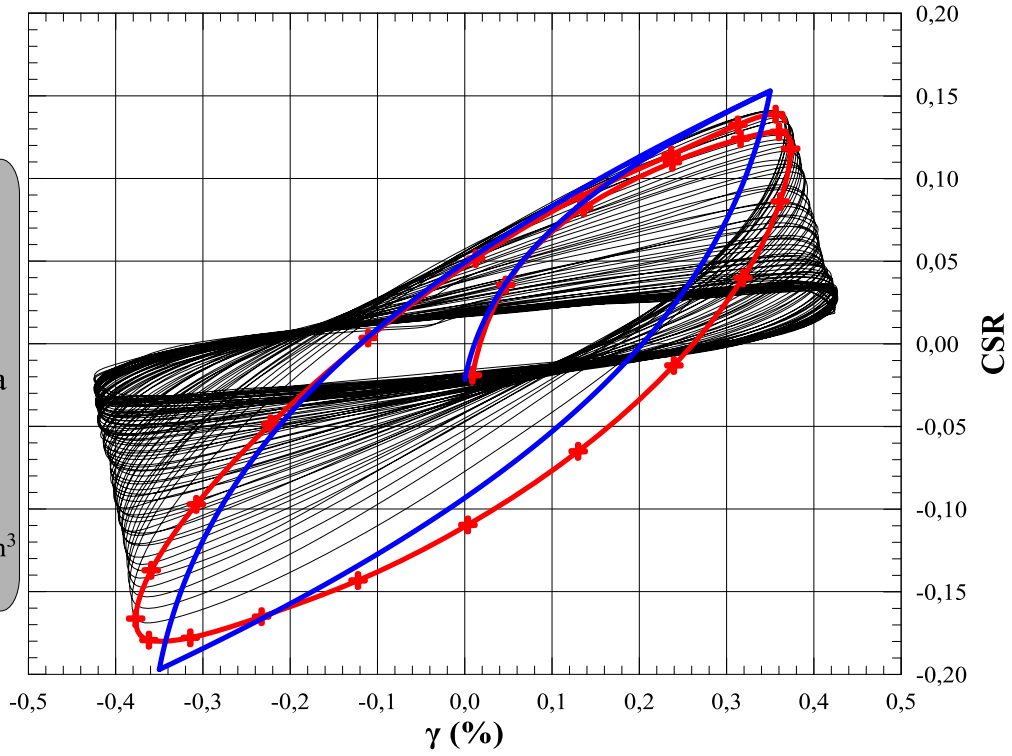


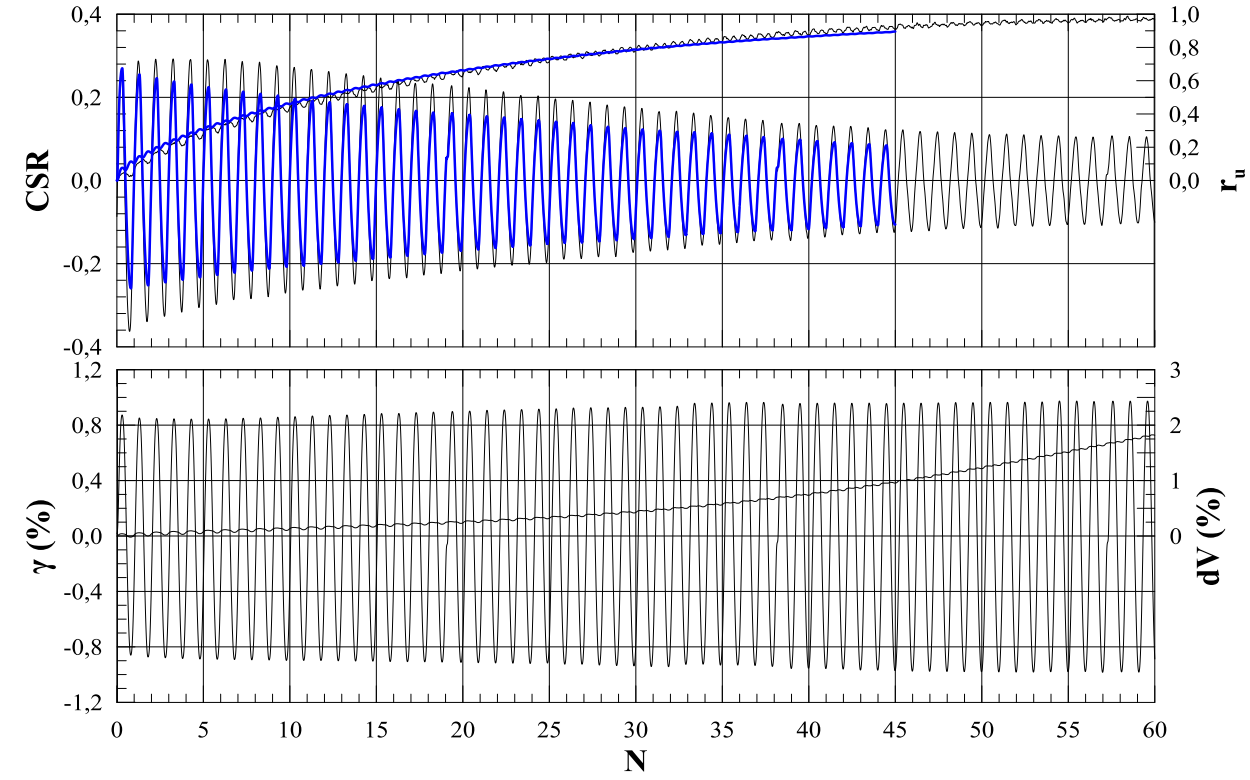


TxSS-S-15

2016-09-26

γ_{cyc} = 0,388%
σ'_c = 93,0 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,65
e_{conso} = 0,60
ρ_{conso} = 2 076 kg/m^3
B = 0,94

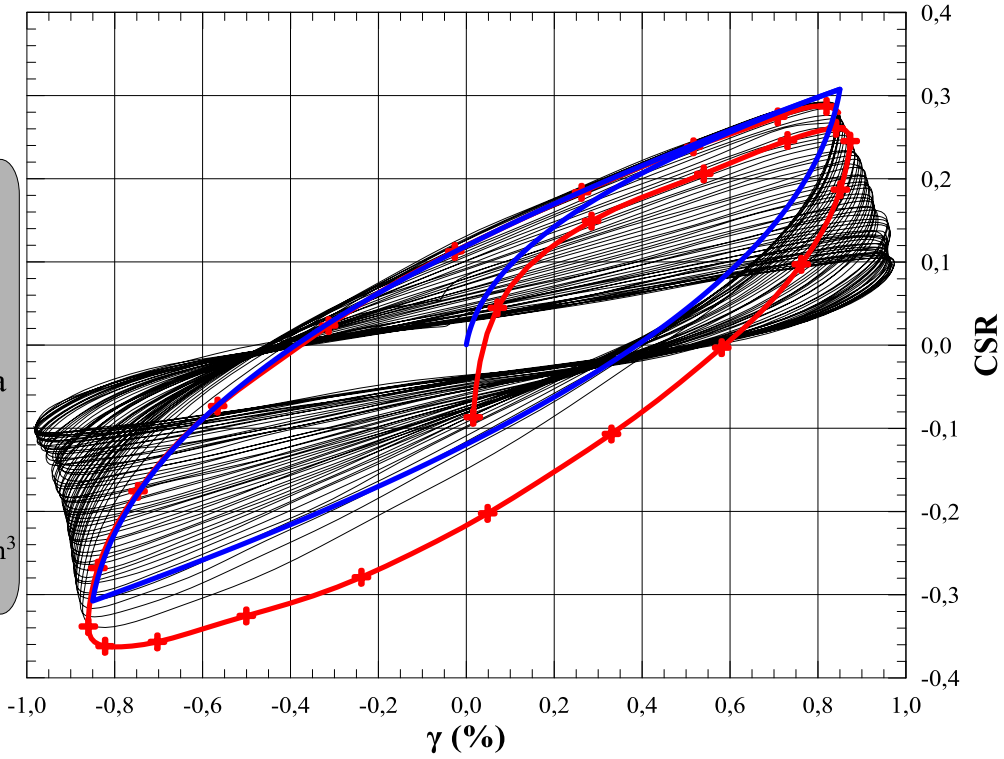


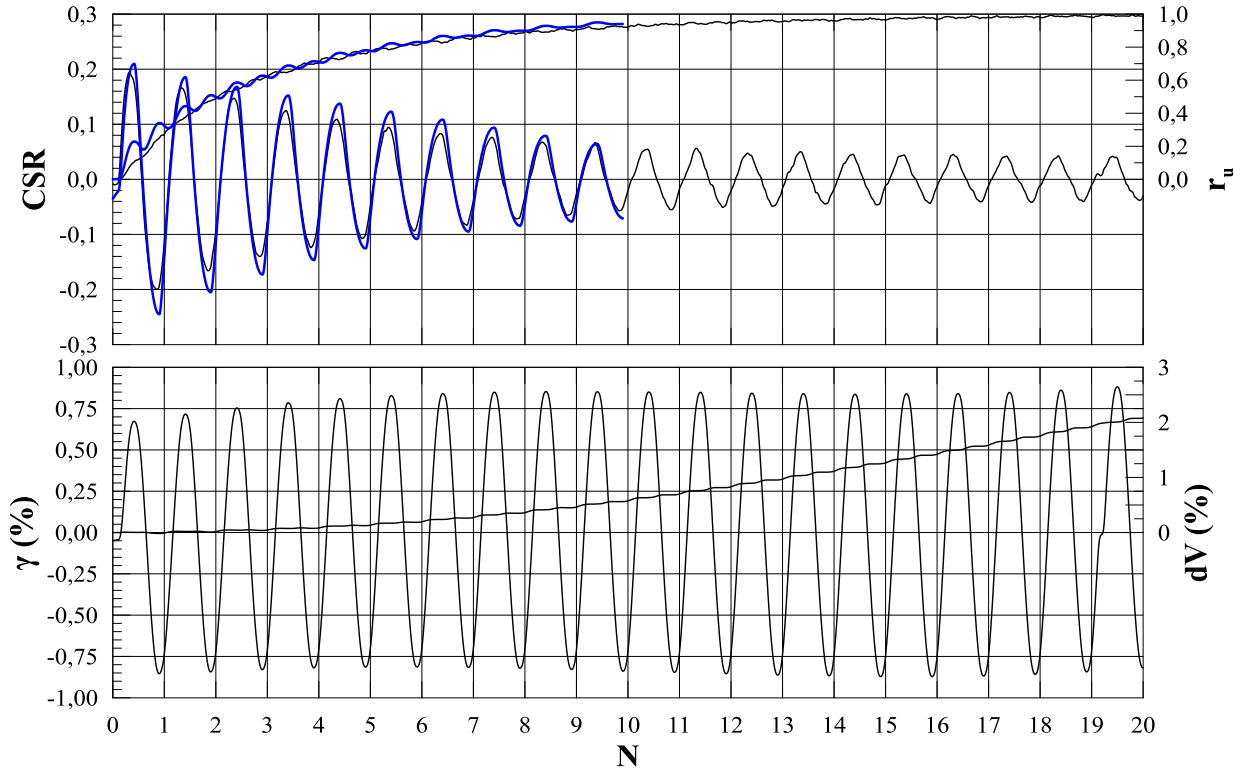


TxSS-S-16

2016-09-27

γ_{cyc} = 0,889%
σ'_c = 95,5 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,63
e_{conso} = 0,52
ρ_{conso} = 2 129 kg/m^3
B = 0,93

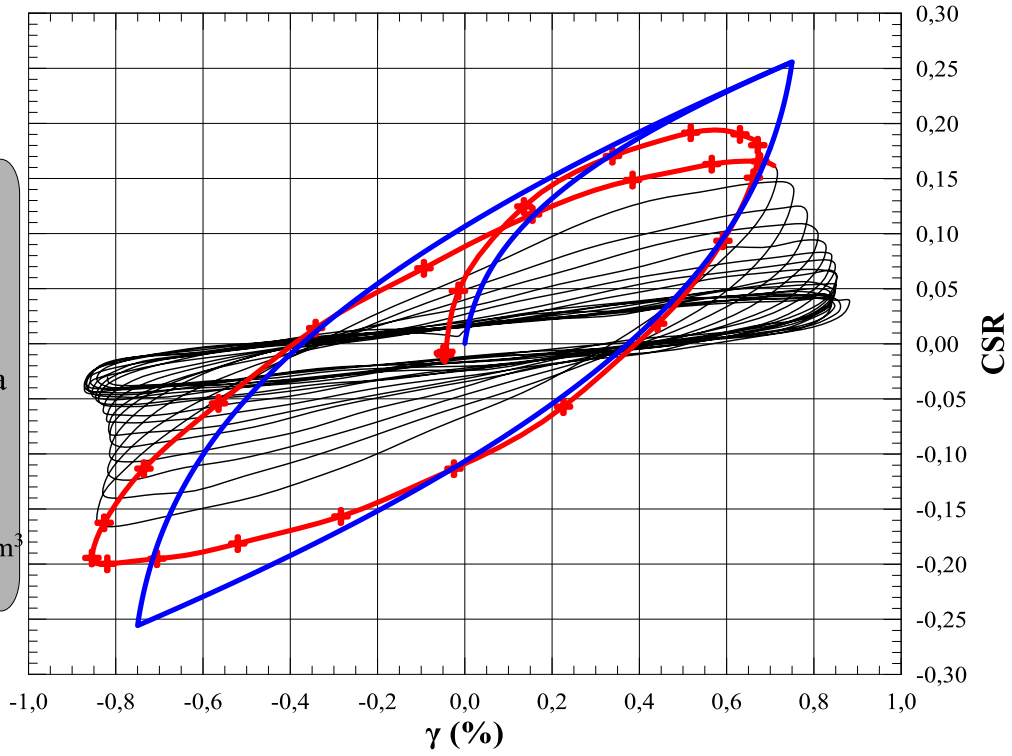


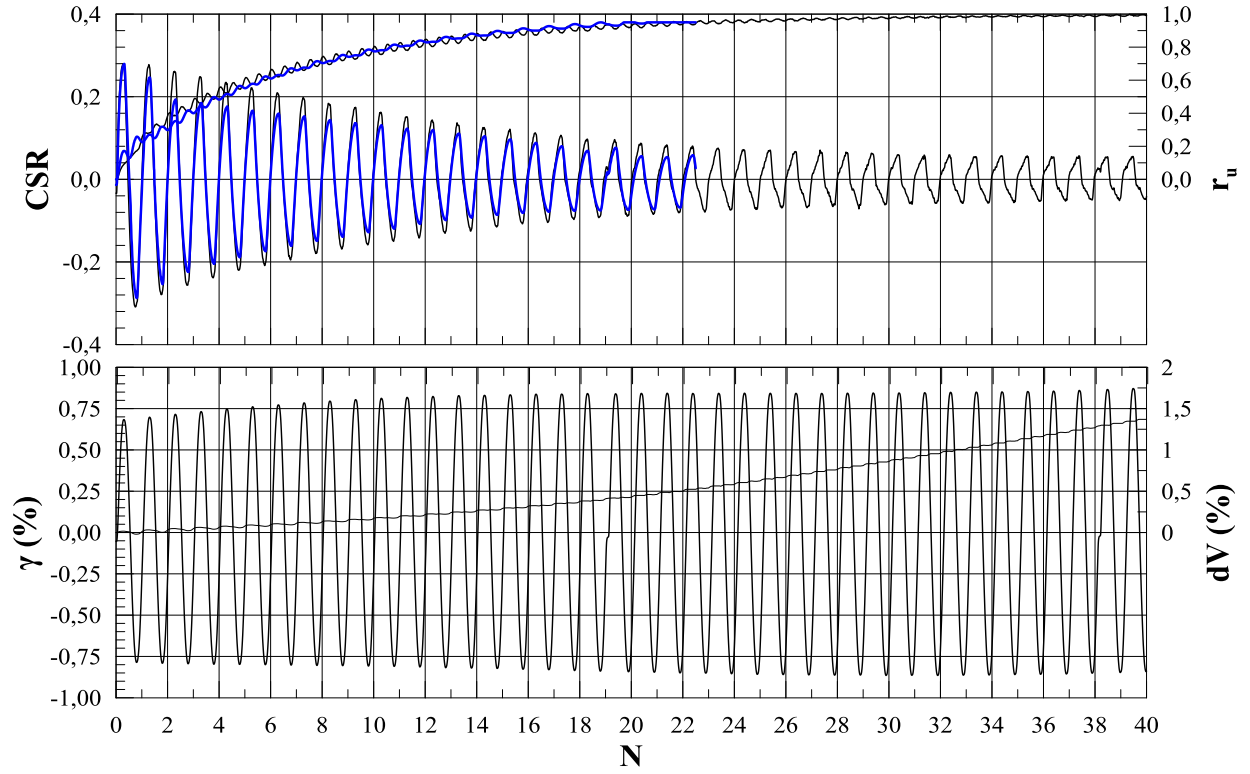


TxSS-S-17

2016-09-27

γ_{cyc} = 0,803%
σ'_c = 92,9 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,63
e_{conso} = 0,59
ρ_{conso} = 2 080 kg/m^3
B = 0,97

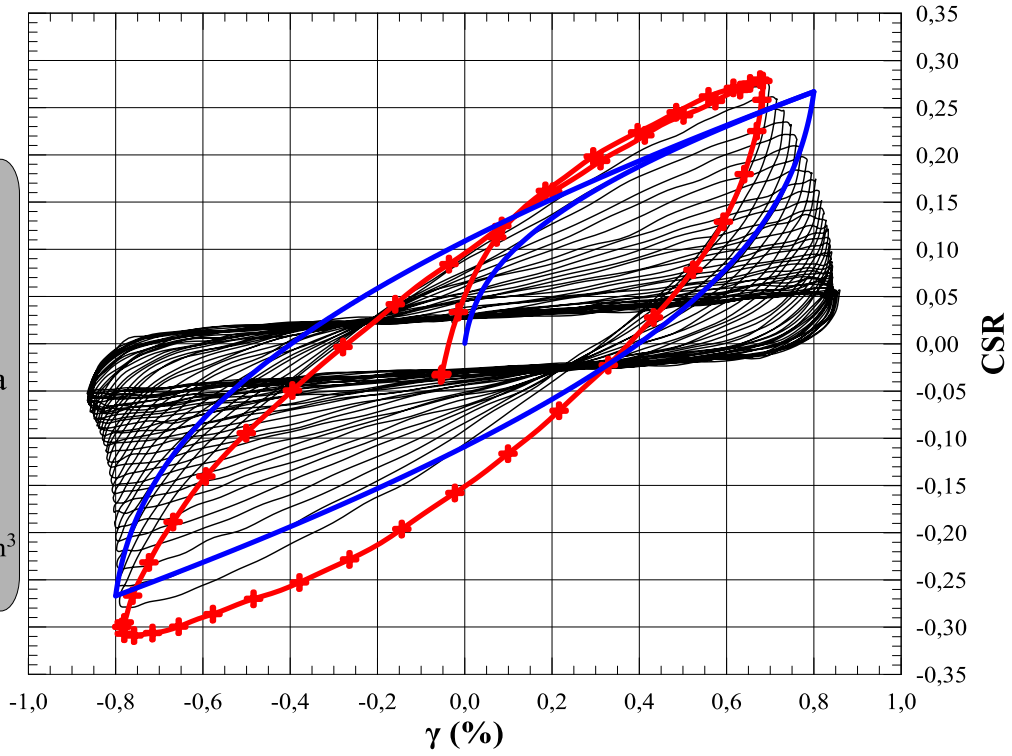


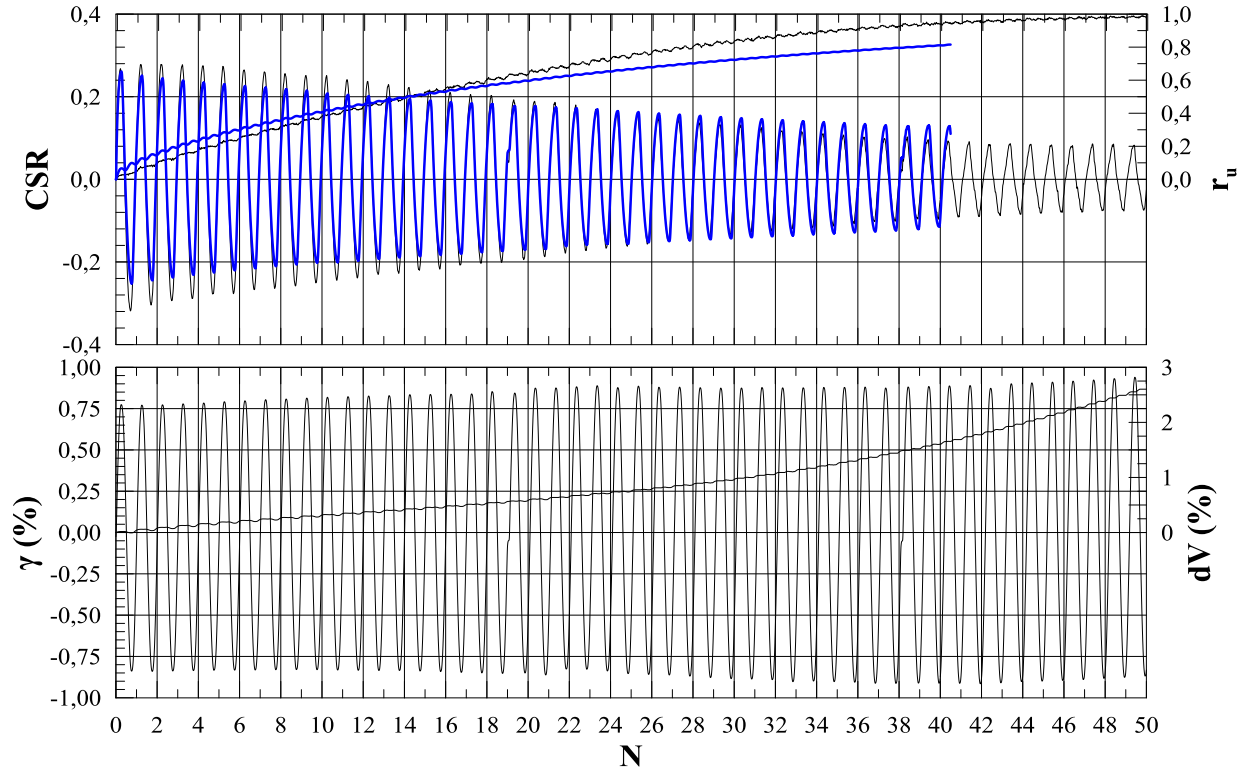


TxSS-S-18

2016-09-28

γ_{cyc} = 0,787%
σ'_c = 95,0 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 250 kPa
u ≈ 150 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,53
ρ_{conso} = 2 124 kg/m^3
B = 0,95

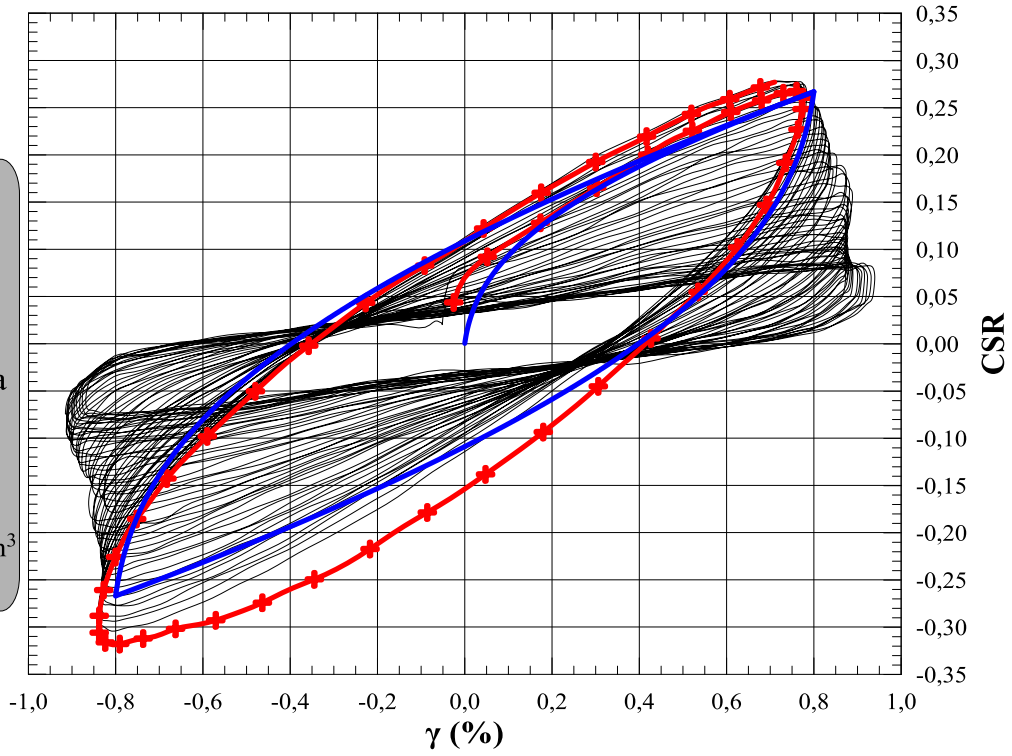


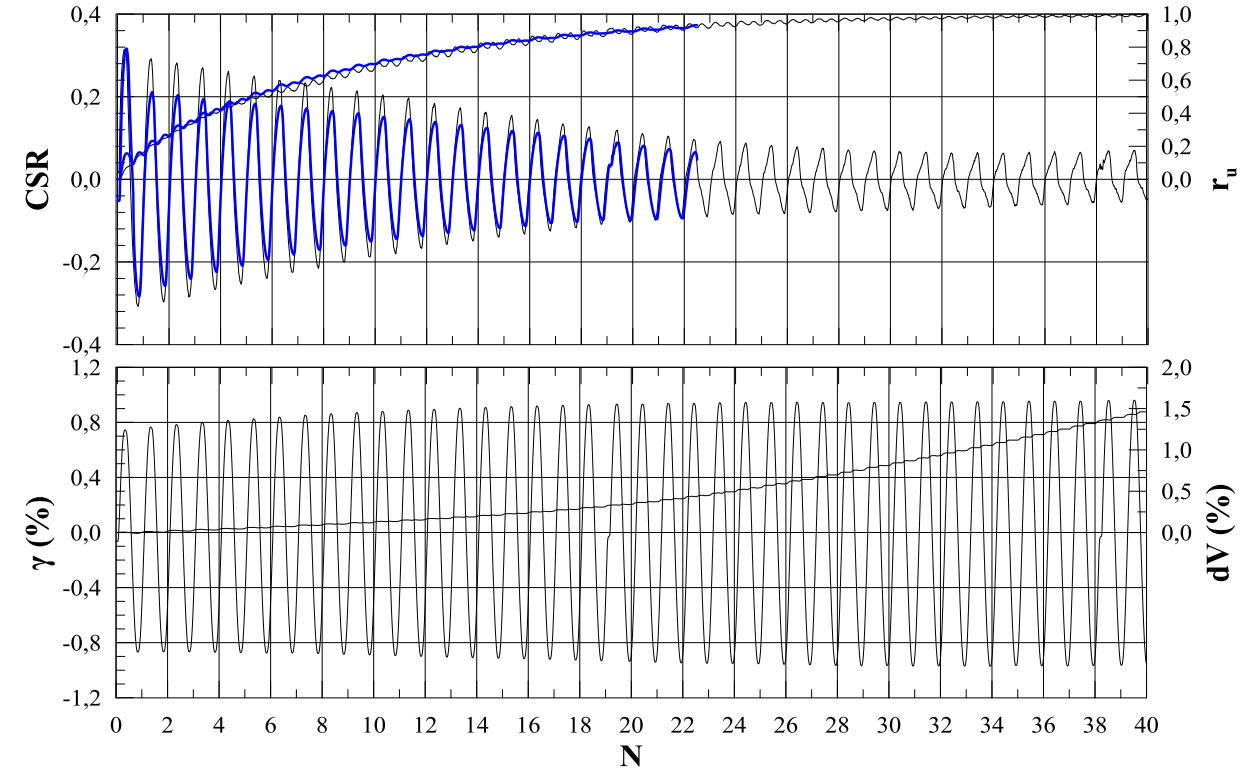


TxSS-S-19

2016-09-28

γ_{cyc} = 0,845
σ'_c = 94,2 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 50 kPa
e_0 = 0,62
e_{conso} = 0,52
ρ_{conso} = 2 127 kg/m^3
B = 1,00

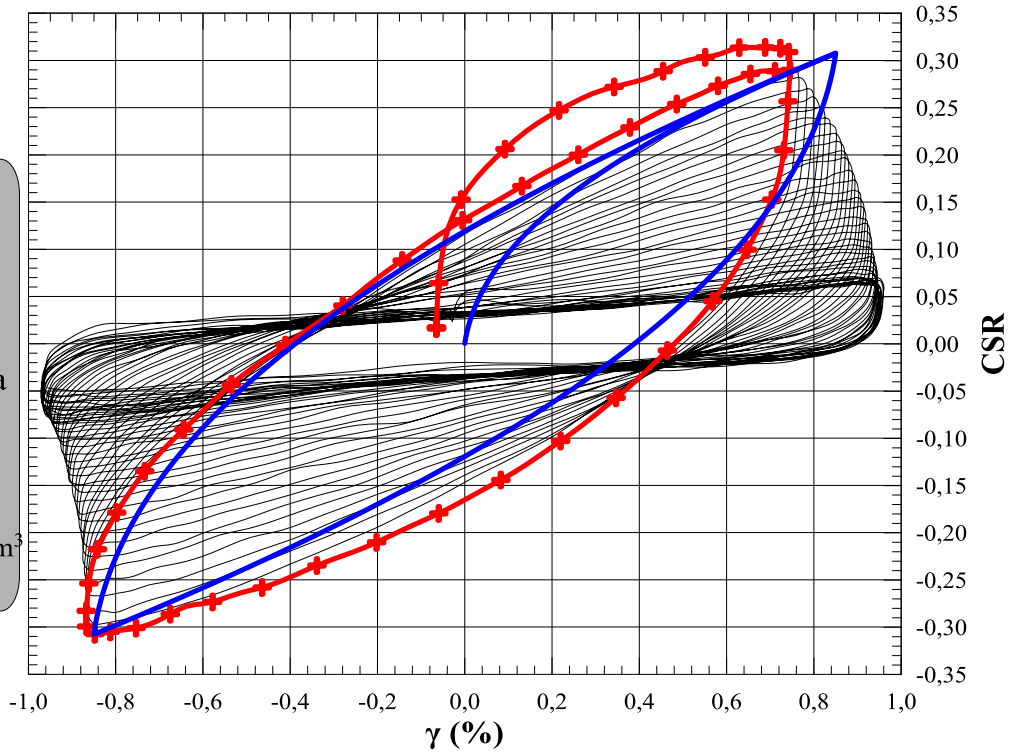


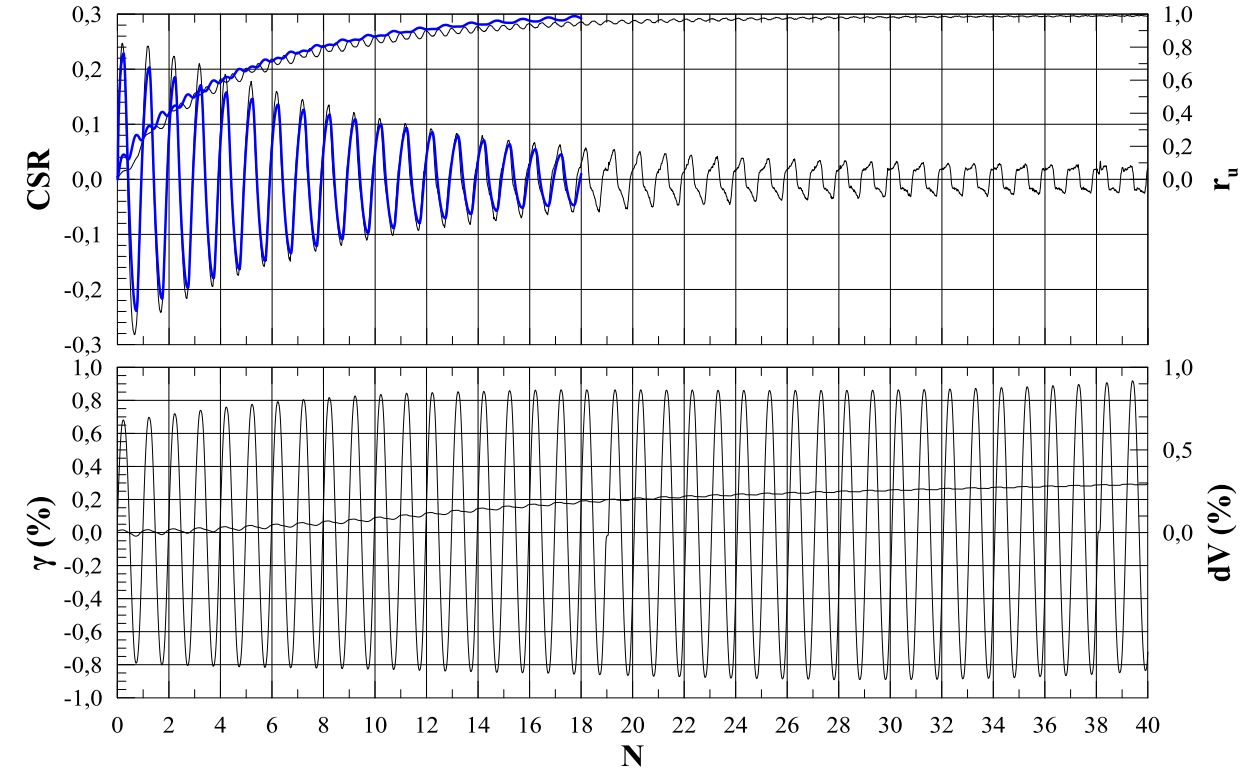


TxSS-S-20

2016-09-28

γ_{cyc} = 0,866%
σ'_c = 96,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 150 kPa
u ≈ 50 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,51
ρ_{conso} = 2 147 kg/m^3
B = 1,00

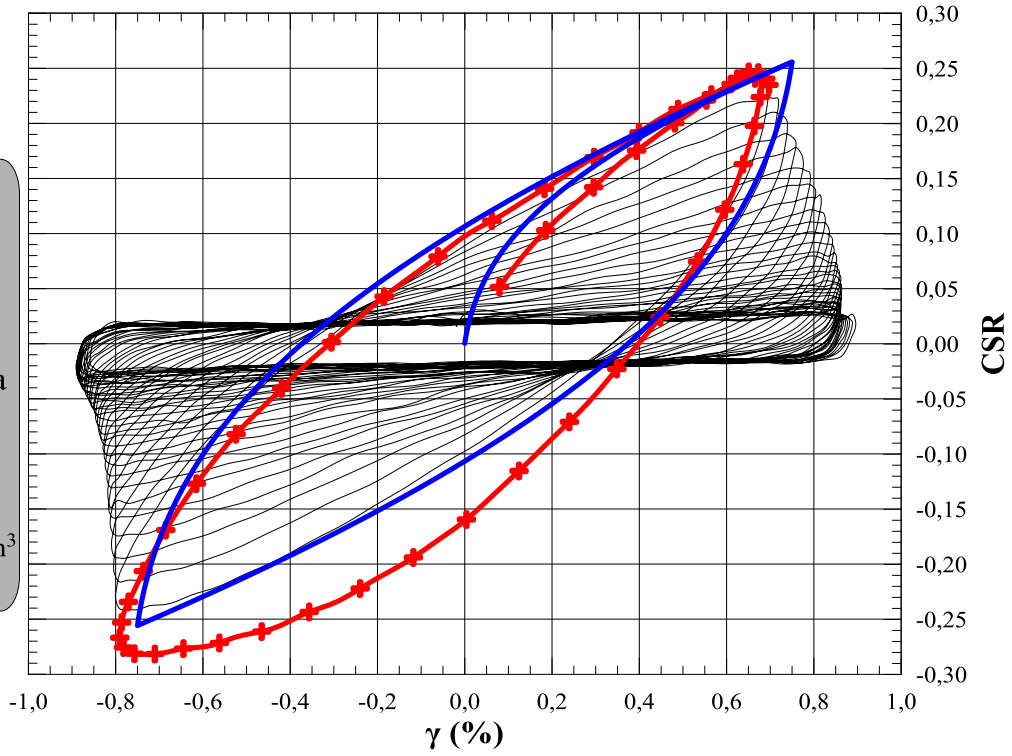


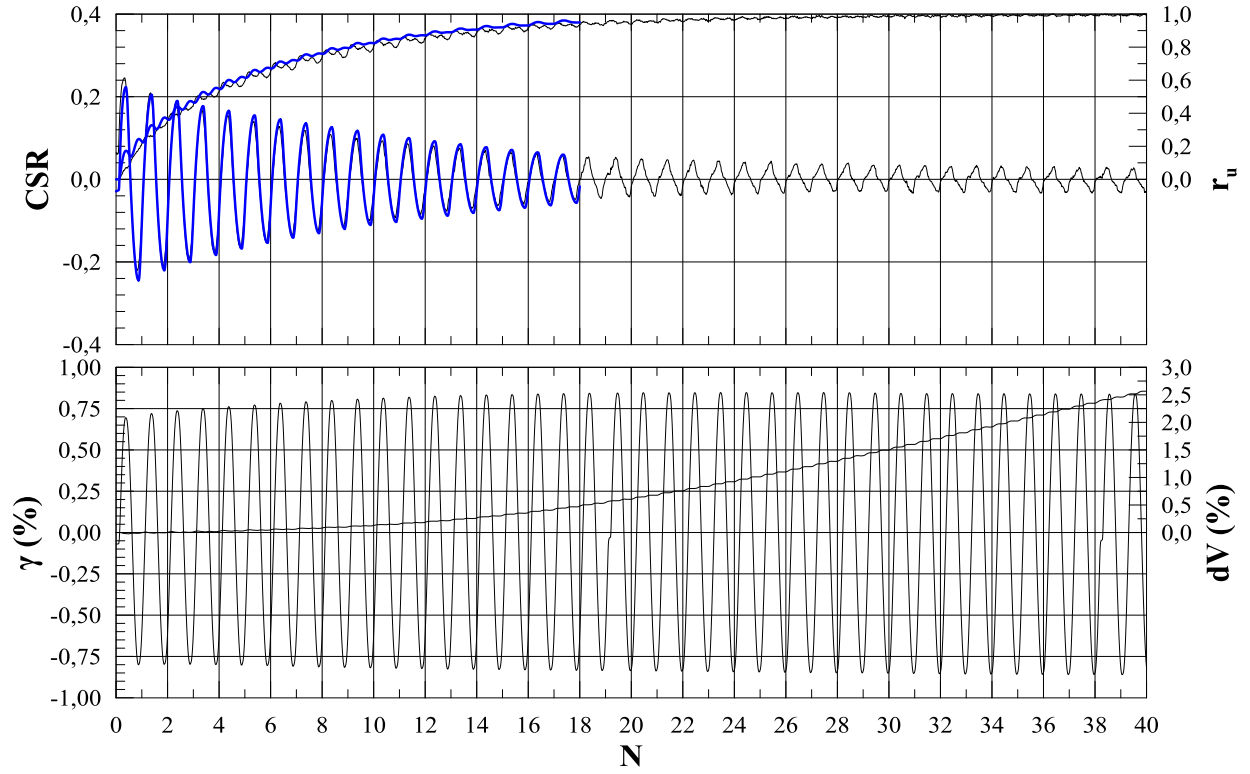


TxSS-S-21

2016-09-29

γ_{cyc} = 0,794%
σ'_c = 95,0 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 400 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,54
ρ_{conso} = 2 114 kg/m^3
B = 0,93

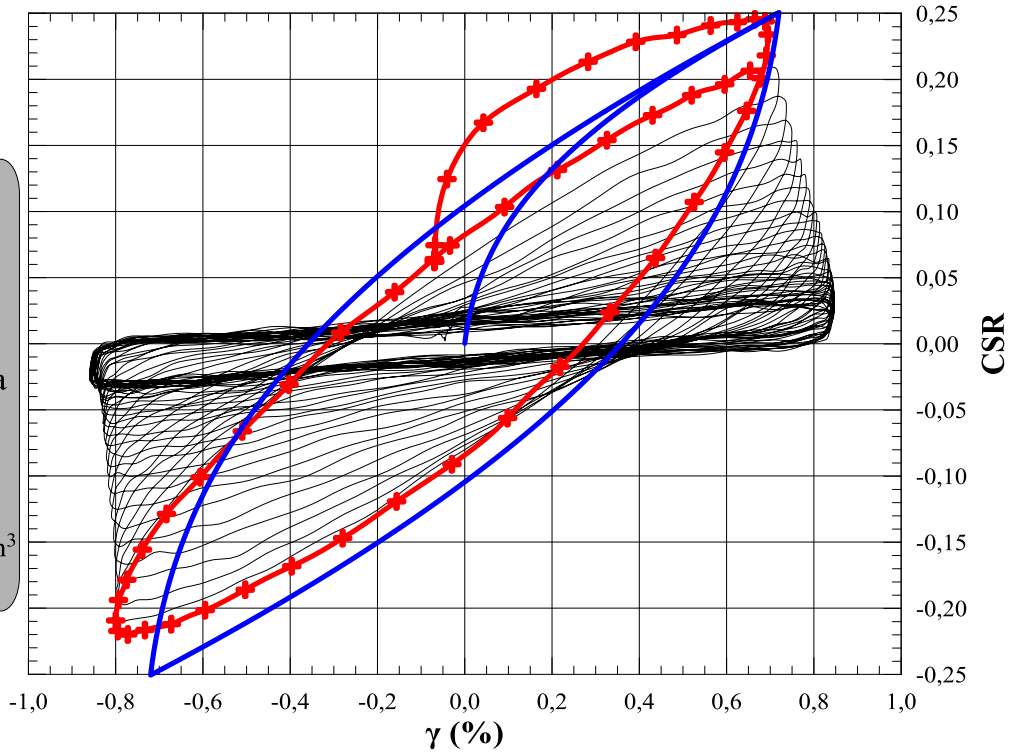


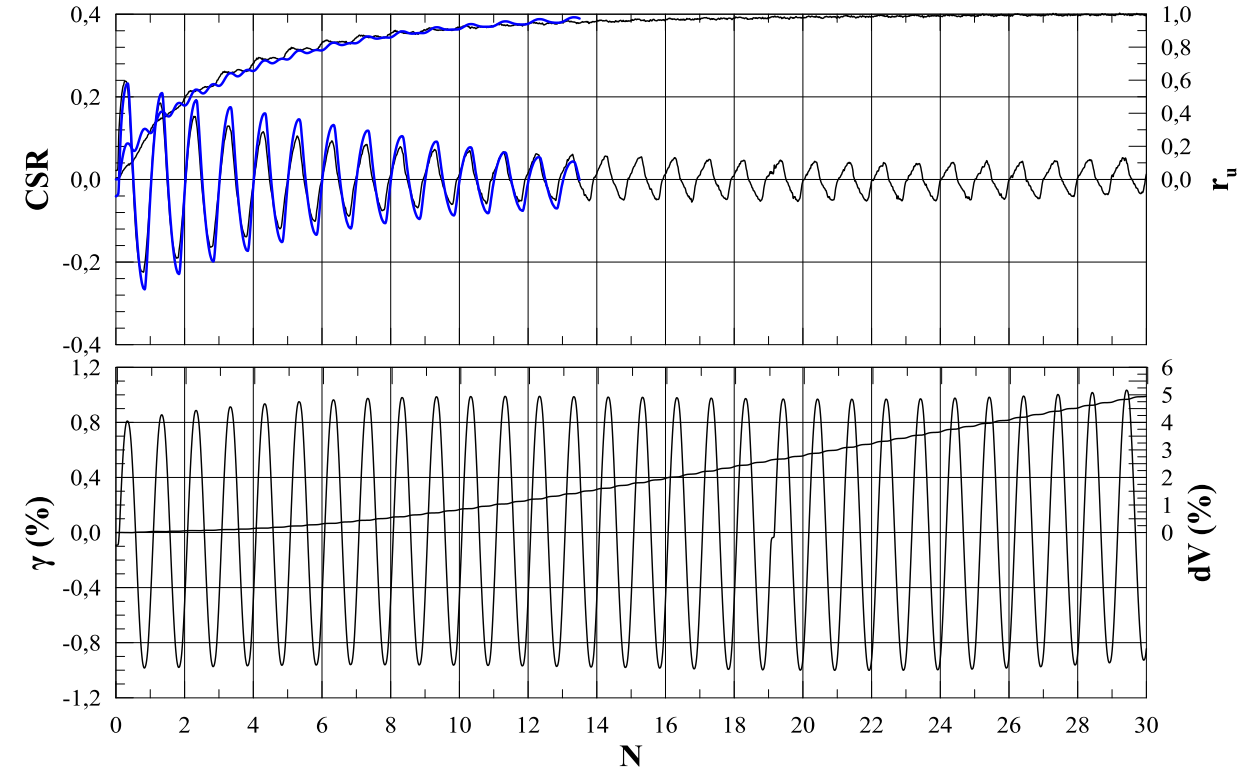


TxSS-S-22

2016-10-04

γ_{cyc} = 0,777%
σ'_c = 98,2 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 300 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,59
e_{conso} = 0,54
ρ_{conso} = 2 114 kg/m^3
B = 0,95

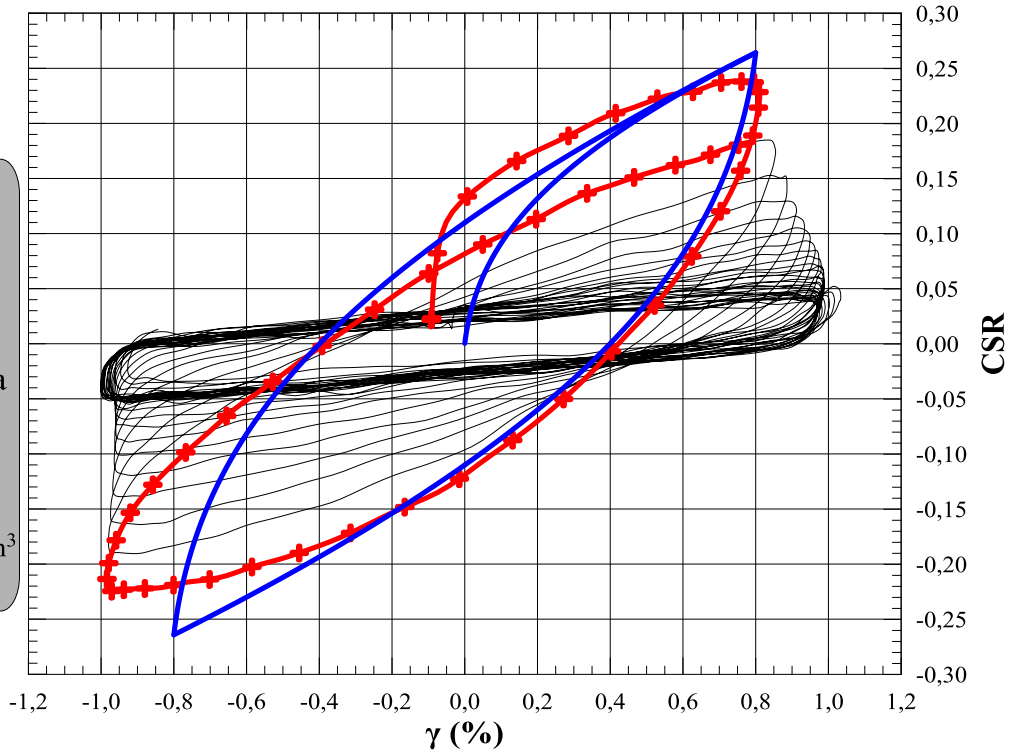


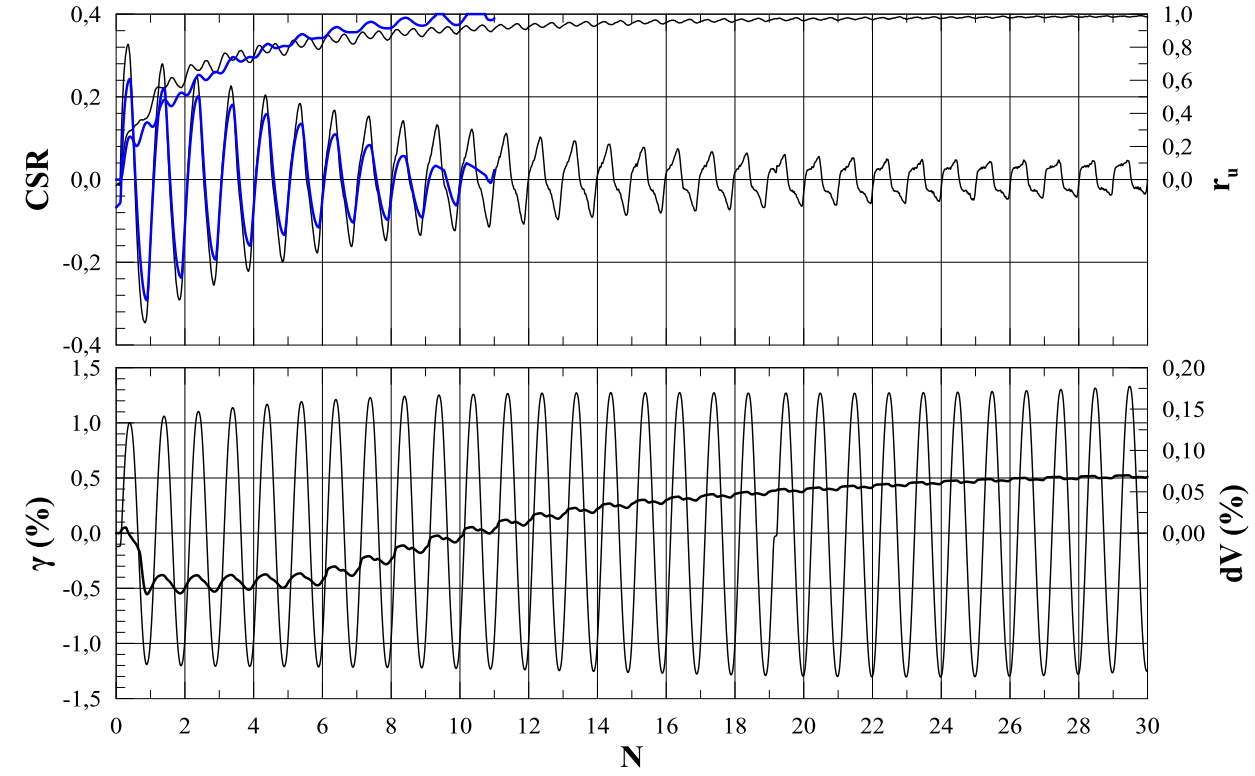


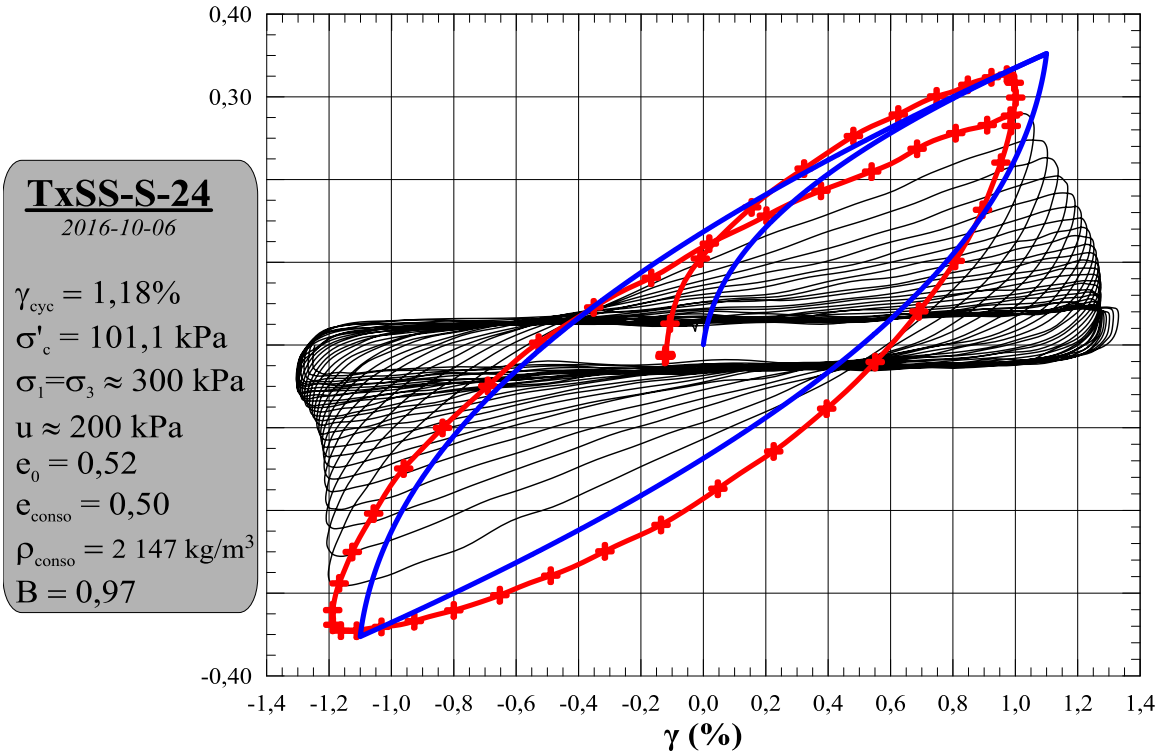
TxSS-S-23

2016-10-04

γ_{cyc} = 0,938%
σ'_c = 96,4 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,53
ρ_{conso} = 2 125 kg/m^3
B = 0,95



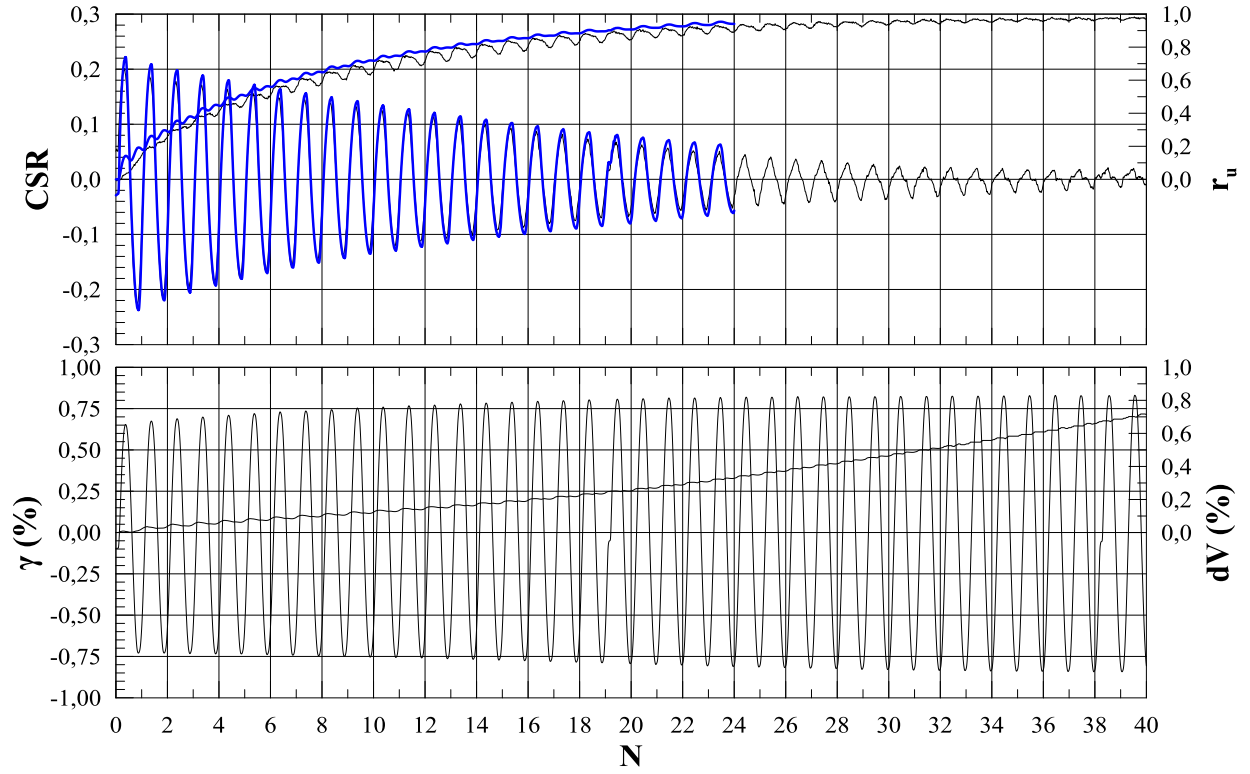




TxSS-S-24

2016-10-06

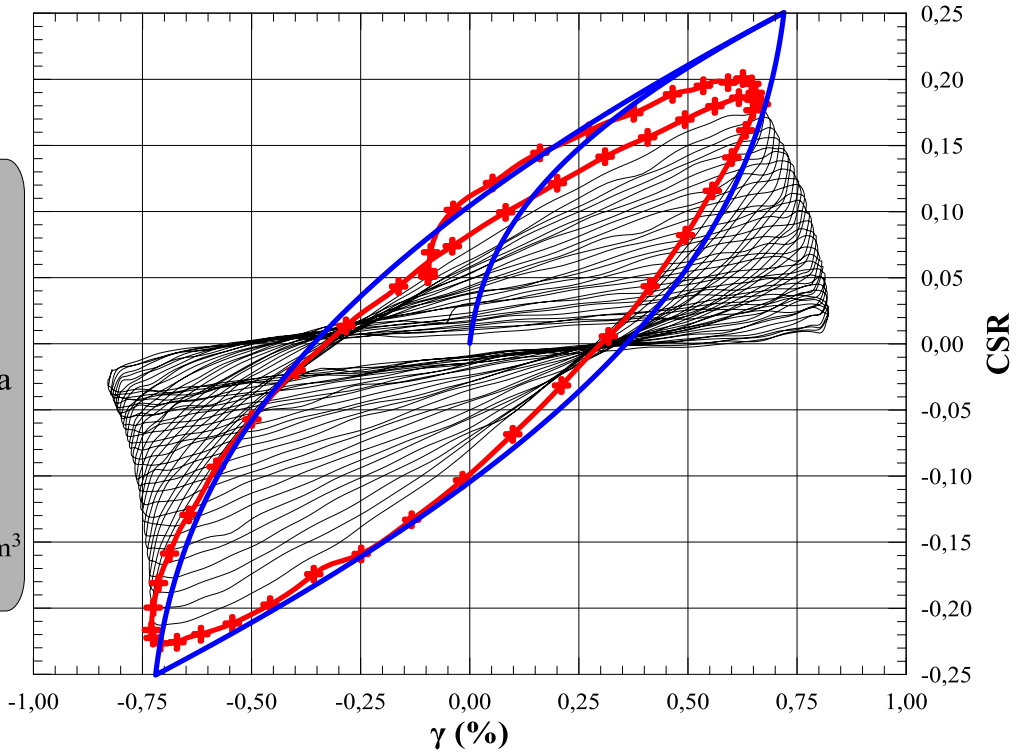
γ_{cyc} = 1,18%
σ'_c = 101,1 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 300 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,52
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 147 kg/m^3
B = 0,97

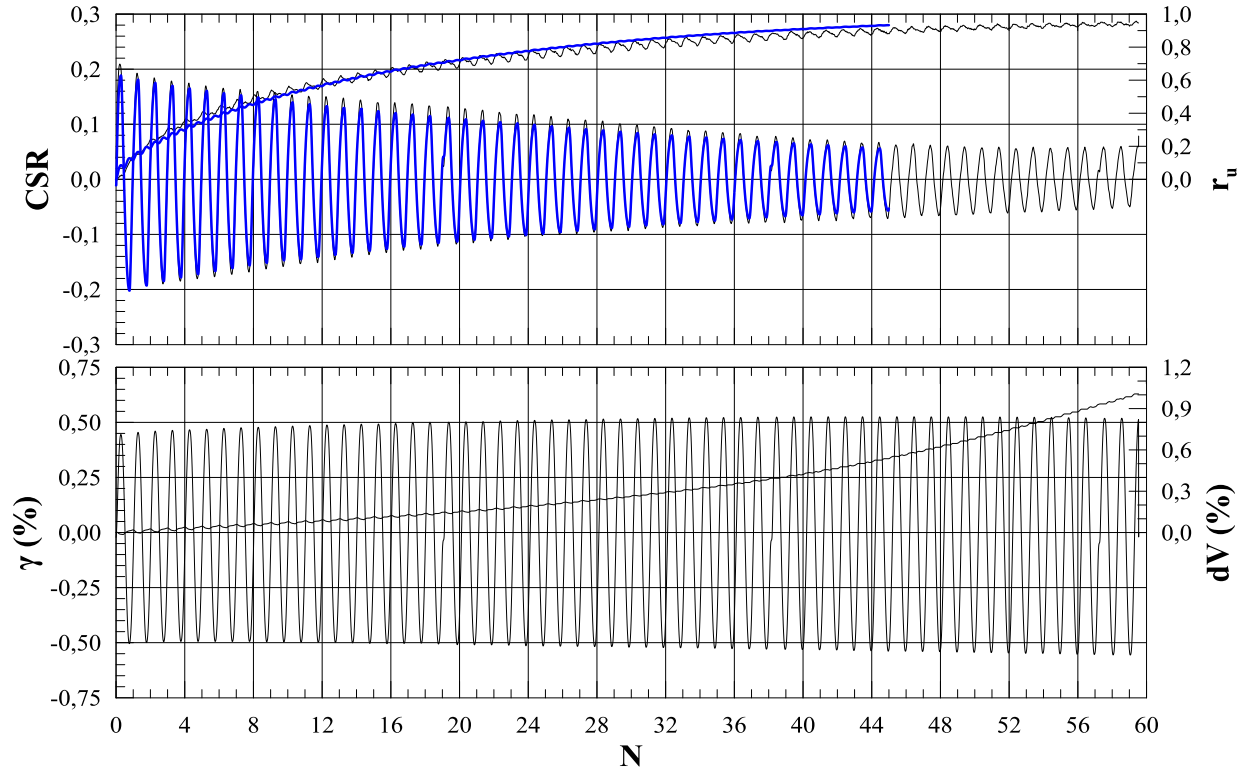


TxSS-S-25

2016-10-07

γ_{cyc} = 0,741%
σ'_c = 93,5 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 350 kPa
u ≈ 250 kPa
e_0 = 0,51
e_{conso} = 0,47
ρ_{conso} = 2 172 kg/m^3
B = 0,95

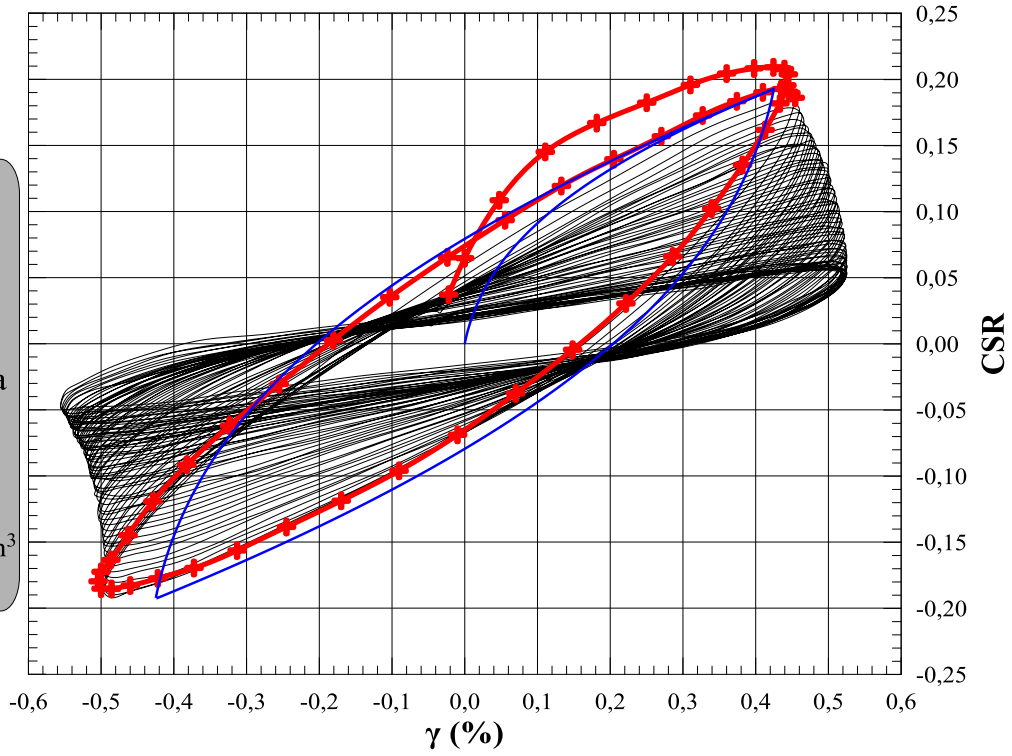


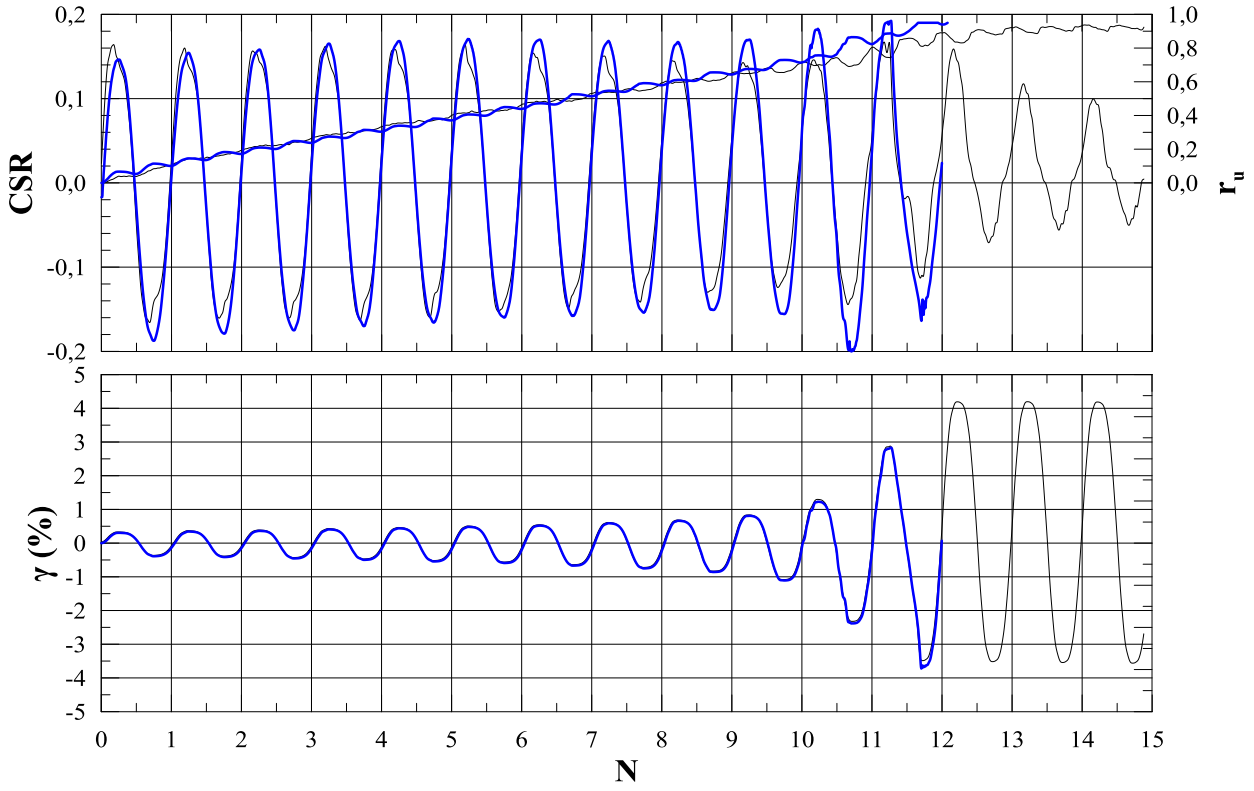


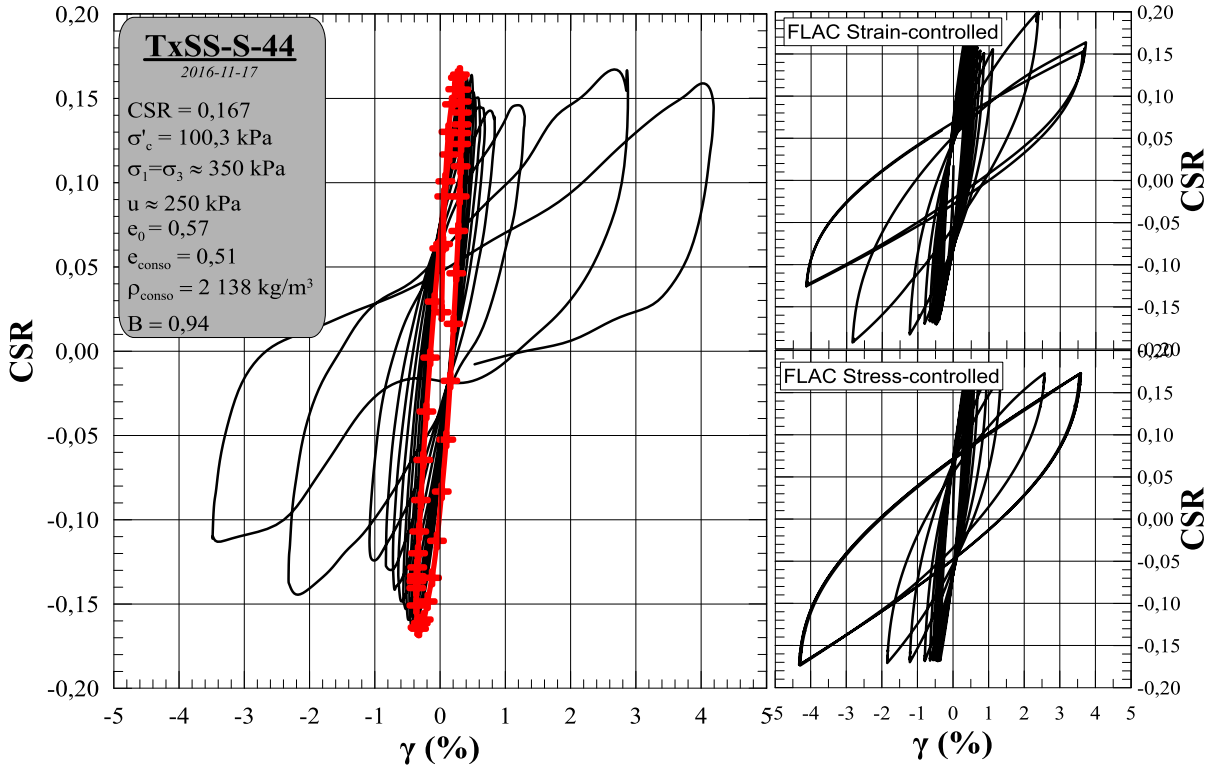
TxSS-S-26

2016-10-11

γ_{cyc} = 0,495%
σ'_c = 96,1 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 200 kPa
u ≈ 100 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,48
ρ_{conso} = 2 159 kg/m^3
B = 0,95




CSR
r_u
γ (%)
N


TxSS-S-44
2016-11-17
CSR = 0,167
σ'c = 100,3 kPa
σ1=σ3 ≈ 350 kPa
u ≈ 250 kPa
e0 = 0,57
econso = 0,51
ρconso = 2 138 kg/m³
B = 0,94
FLAC Strain-controlled
FLAC Stress-controlled
CSR
γ (%)

ANNEXE U – SIMULATION DES ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 300 KPA)

Série σ'_c = 300 kPa

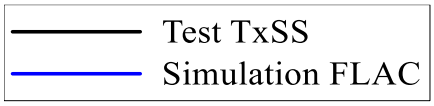
Déformations contrôlées

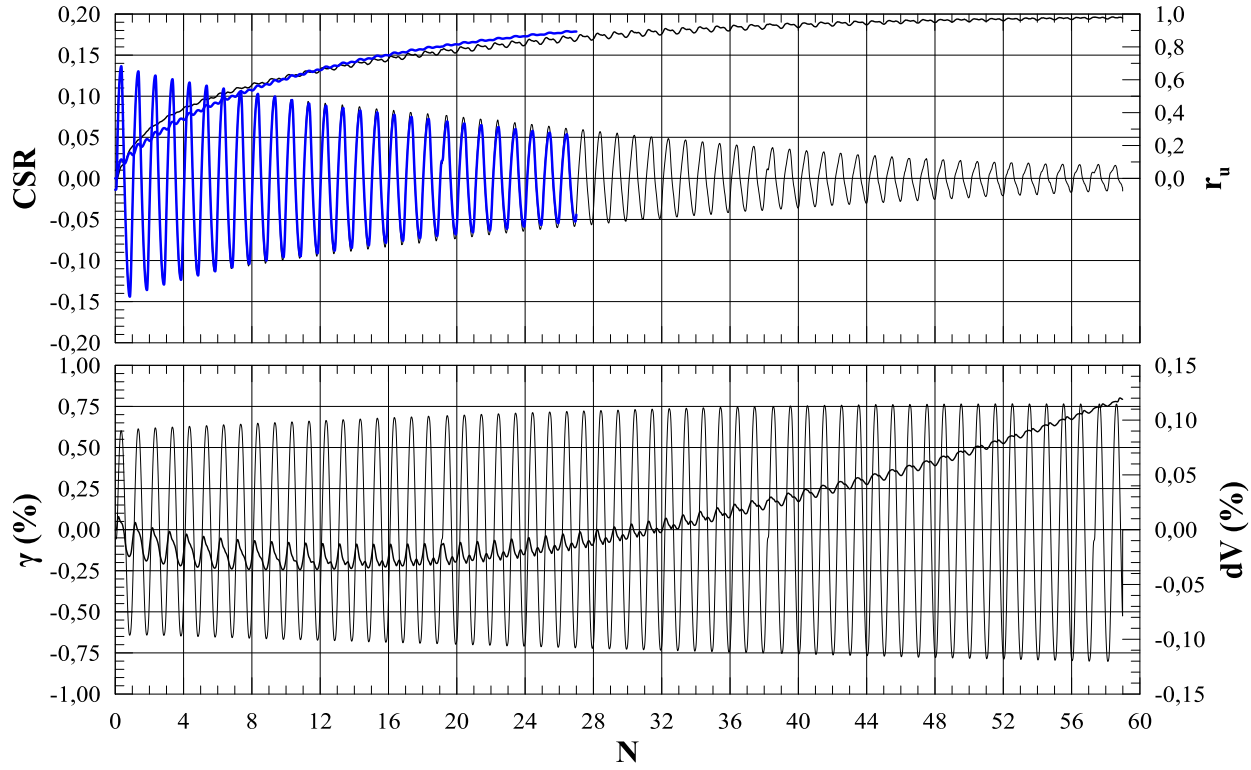
ID	σ'_c (kPa)	γ_{cyc} (%)	e_c	N_{LIQ}	a
TxSS-S-27	296,2	0,673	0,50	31,2	1,28
TxSS-S-28	281,3	0,867	0,49	31,0	2,04
TxSS-S-29	294,3	1,100	0,45	24,1	2,14
TxSS-S-30	294,6	1,390	0,48	7,1	1,22
TxSS-S-31	271,2	0,531	0,50	93,3	2,25
TxSS-S-32	296,2	0,875	0,48	28,1	1,72
TxSS-S-37	292,4	1,350	0,49	10,0	1,31

Contraintes contrôlées

ID	σ'_c (kPa)	CSR	e_c	N_{LIQ}	a_{moy}
TxSS-S-43	301,0	0,113	0,51	18,8	1,83

	b	c	x_0	y_0	G_{MAX} (MPa)
Sig4	1,0	-0.60	-1.60	0,045	57

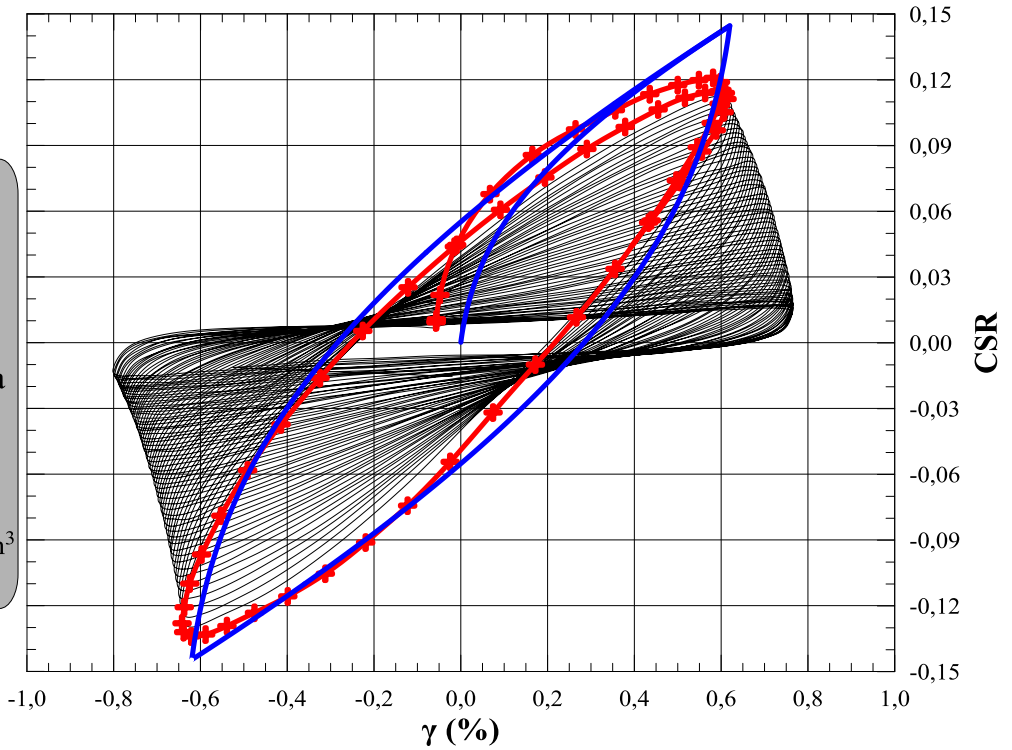


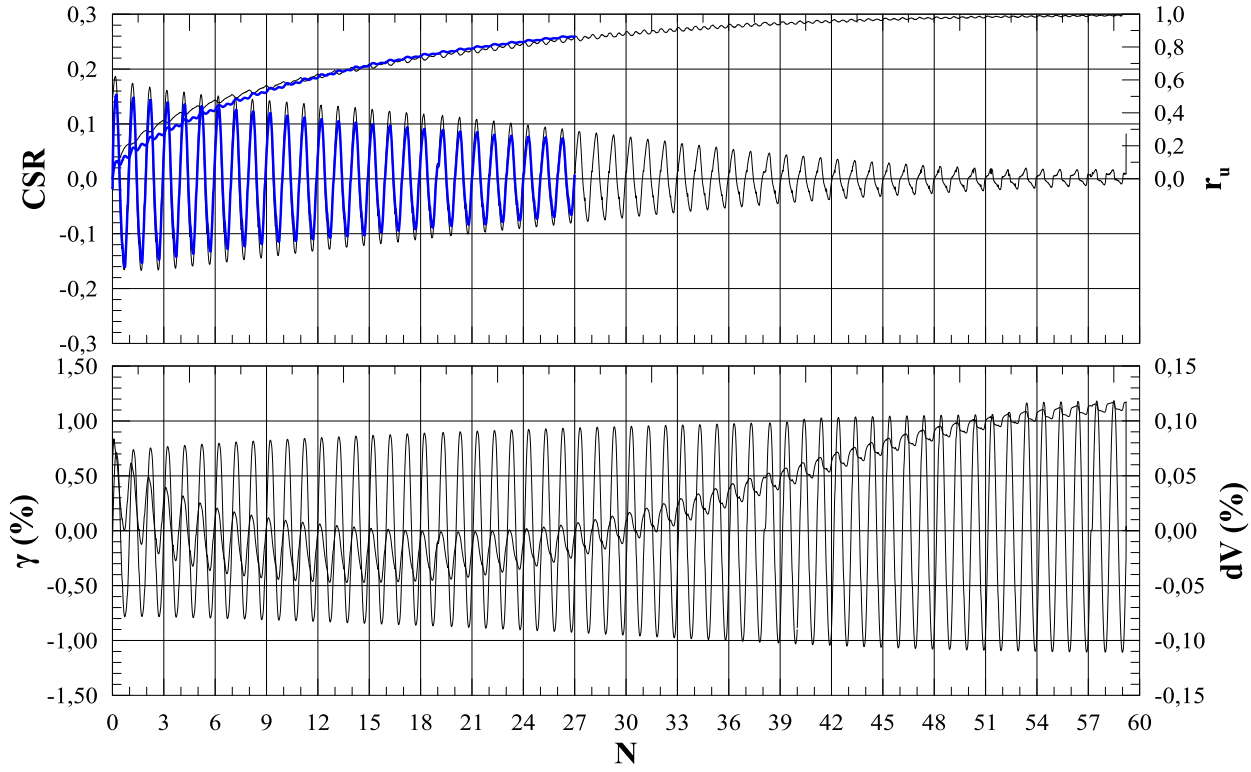


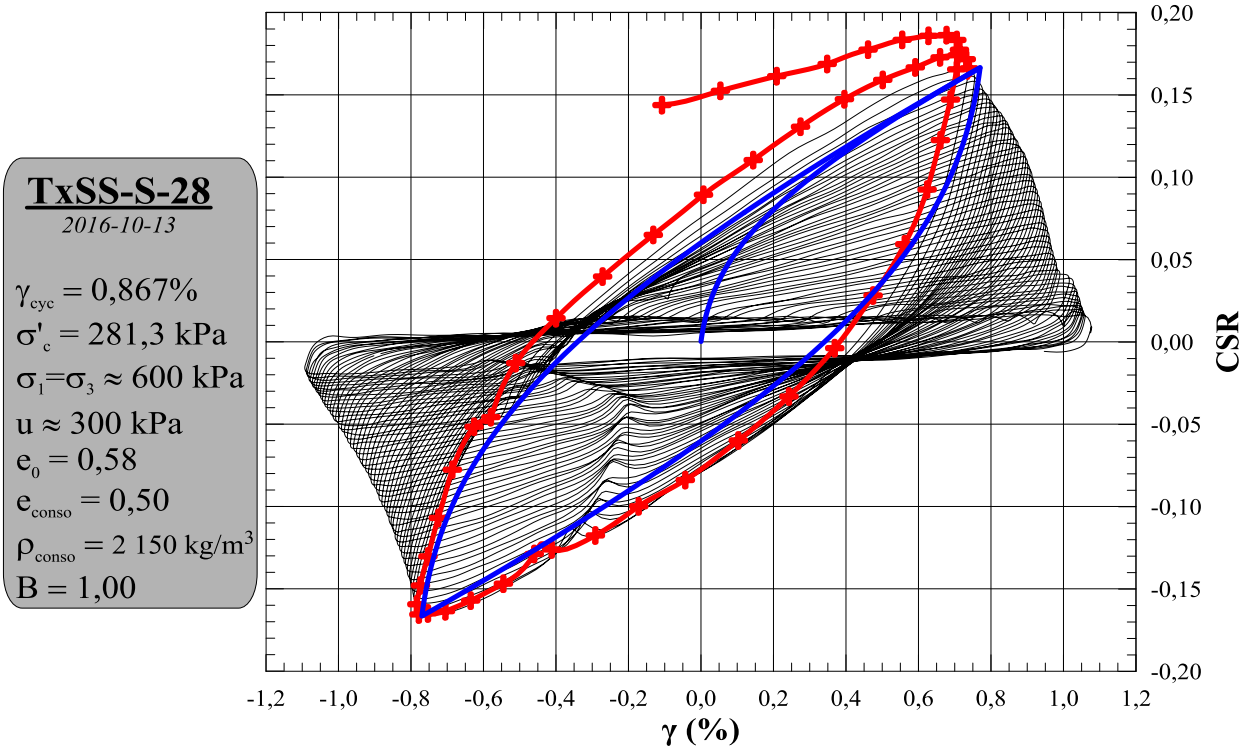
TxSS-S-27

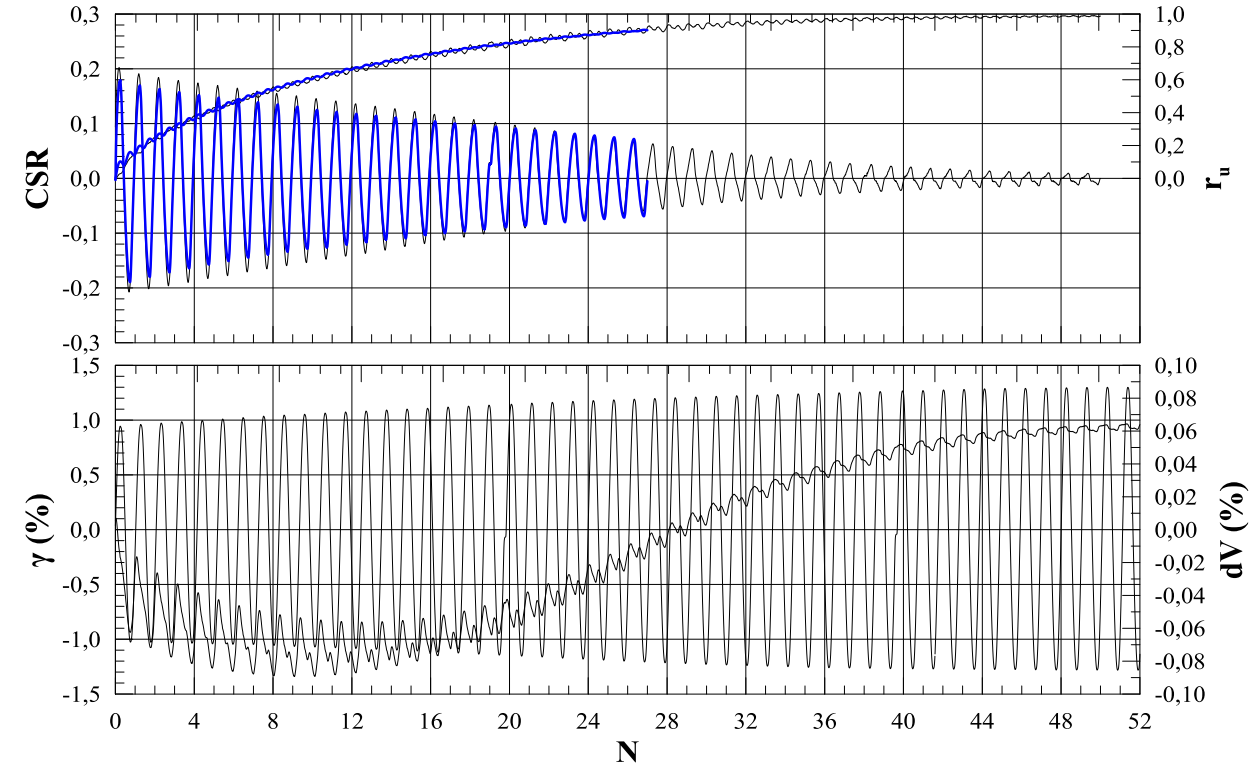
2016-10-12

γ_{cyc} = 0,673%
σ'_c = 296,2 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,56
e_{conso} = 0,51
ρ_{conso} = 2 142 kg/m^3
B = 1,00




CSR
r_u
γ (%)
dV (%)
N
0,3
0,2
0,1
0,0
-0,1
-0,2
-0,3
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0,0
1,50
1,00
0,50
0,00
-0,50
-1,00
-1,50
0,15
0,10
0,05
0,00
-0,05
-0,10
-0,15
0 3 6 9 12 15 18 21 24 27 30 33 36 39 42 45 48 51 54 57 60

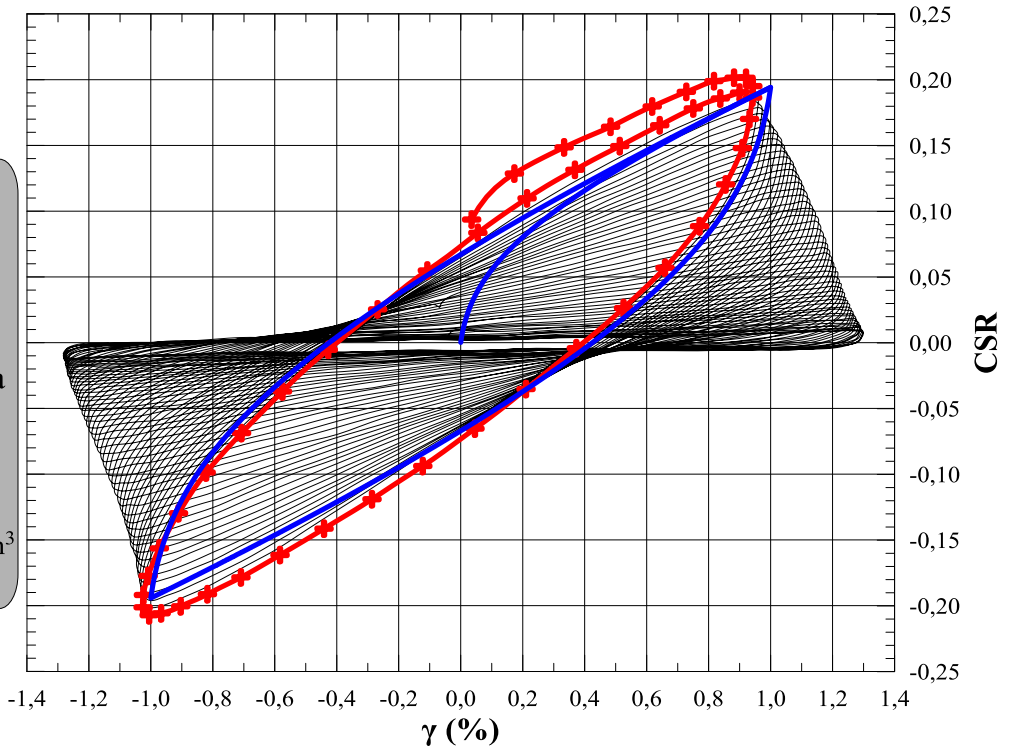

TxSS-S-28
2016-10-13
γ_{cyc} = 0,867%
σ'_c = 281,3 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 150 kg/m^3
B = 1,00
CSR
γ (%)
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00
-0,05
-0,10
-0,15
-0,20
-1,2 -1,0 -0,8 -0,6 -0,4 -0,2 0,0 0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 1,2

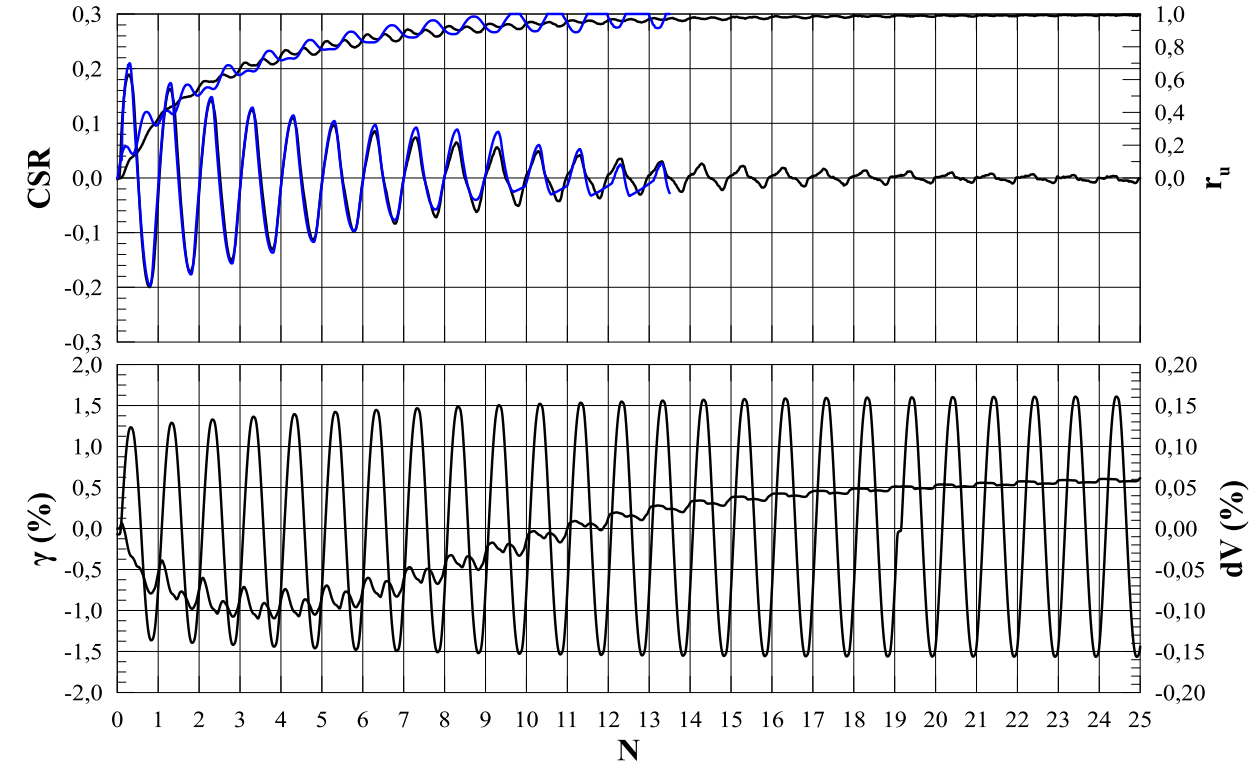


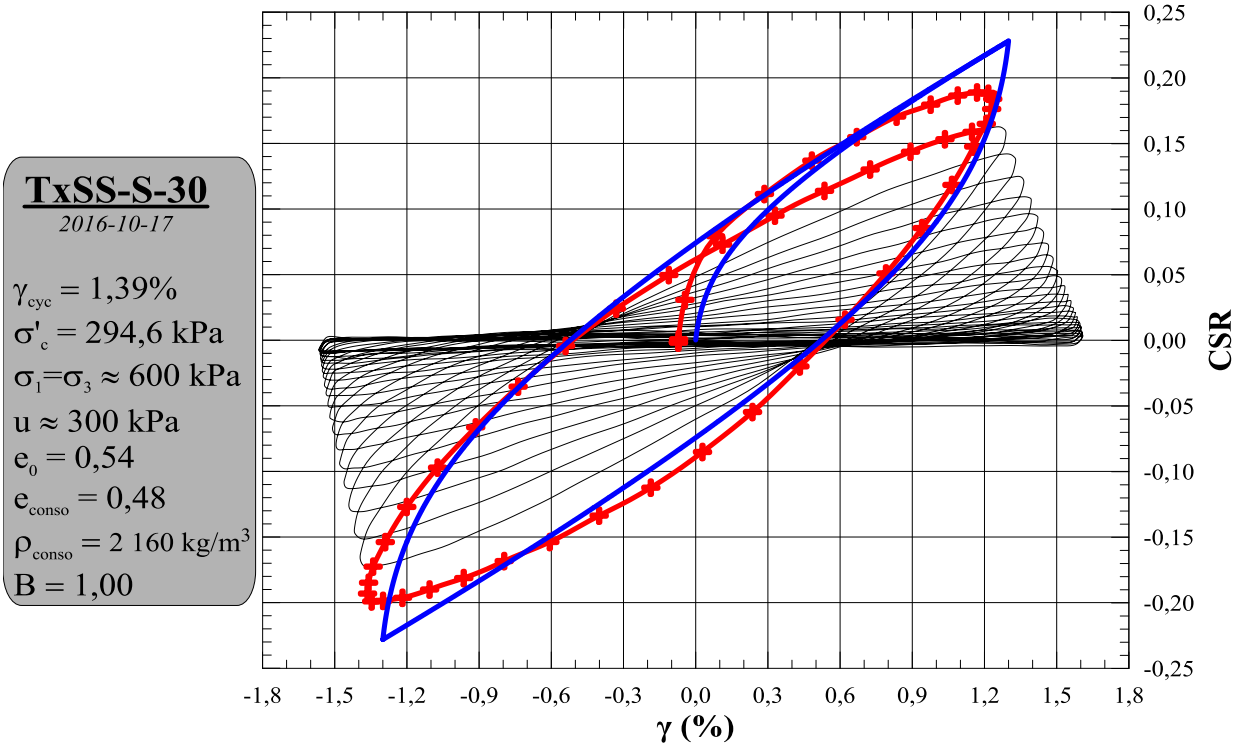
TxSS-S-29

2016-10-14

γ_{cyc} = 1,10%
σ'_c = 294,3 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,53
e_{conso} = 0,46
ρ_{conso} = 2 180 kg/m^3
B = 0,98



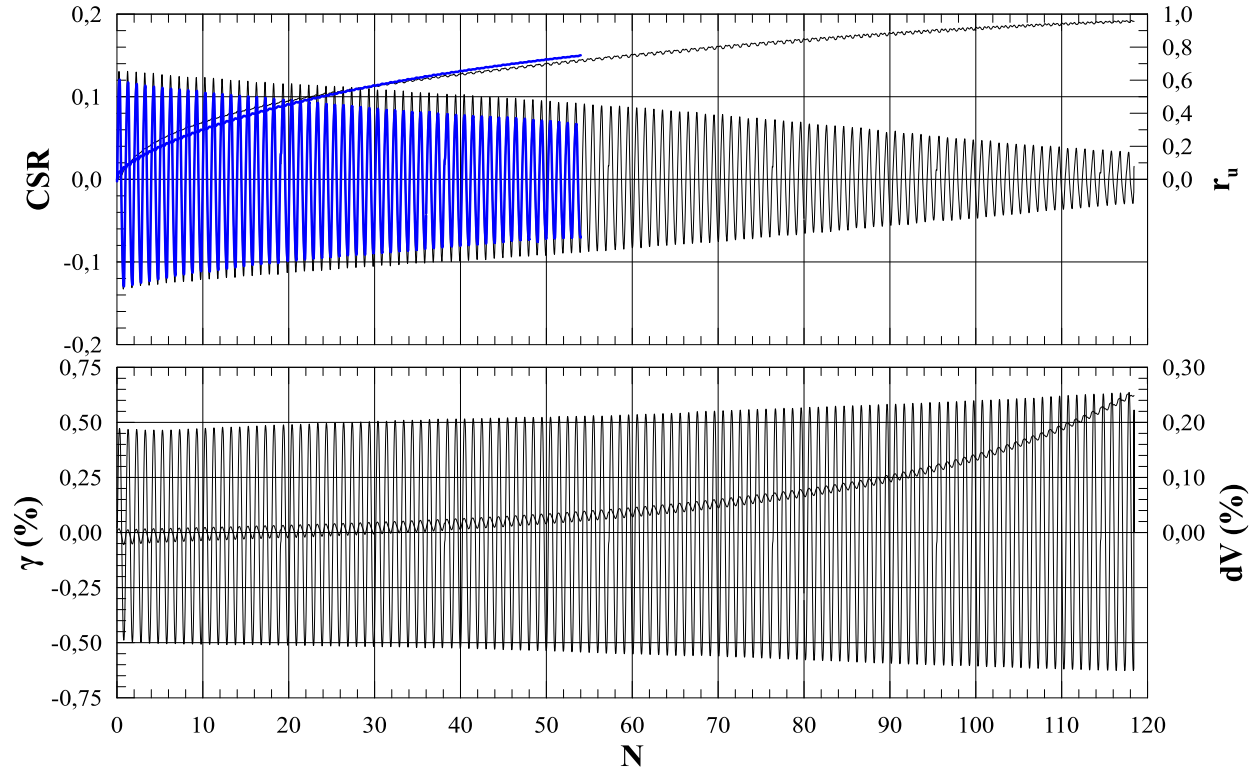




TxSS-S-30

2016-10-17

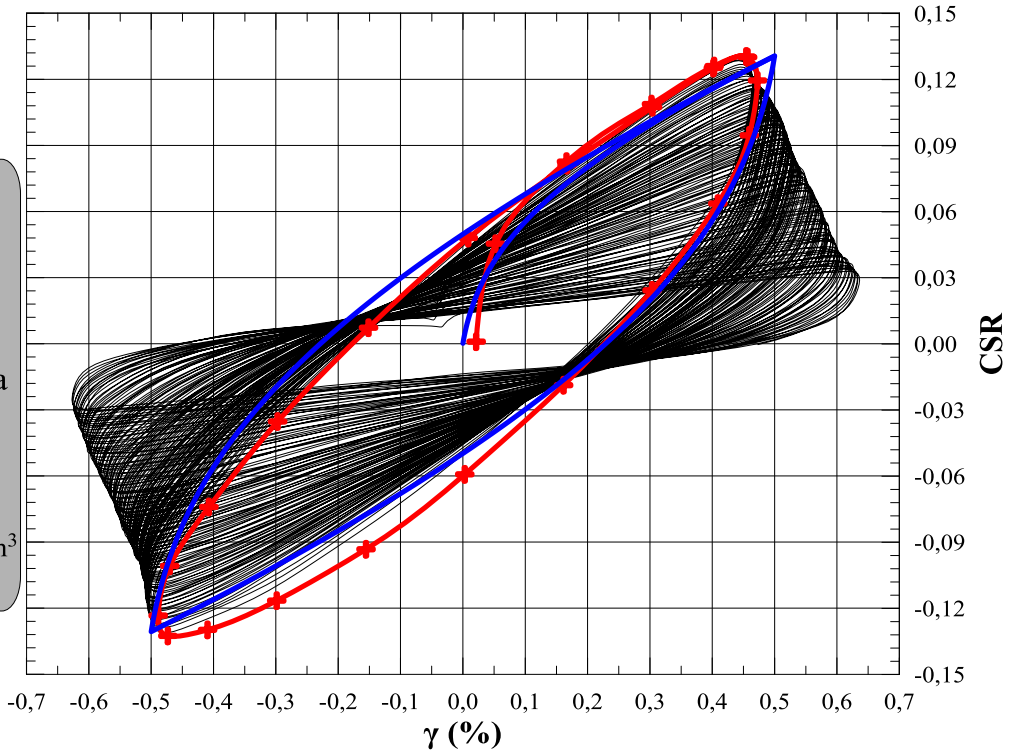
γ_{cyc} = 1,39%
σ'_c = 294,6 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,48
ρ_{conso} = 2 160 kg/m^3
B = 1,00

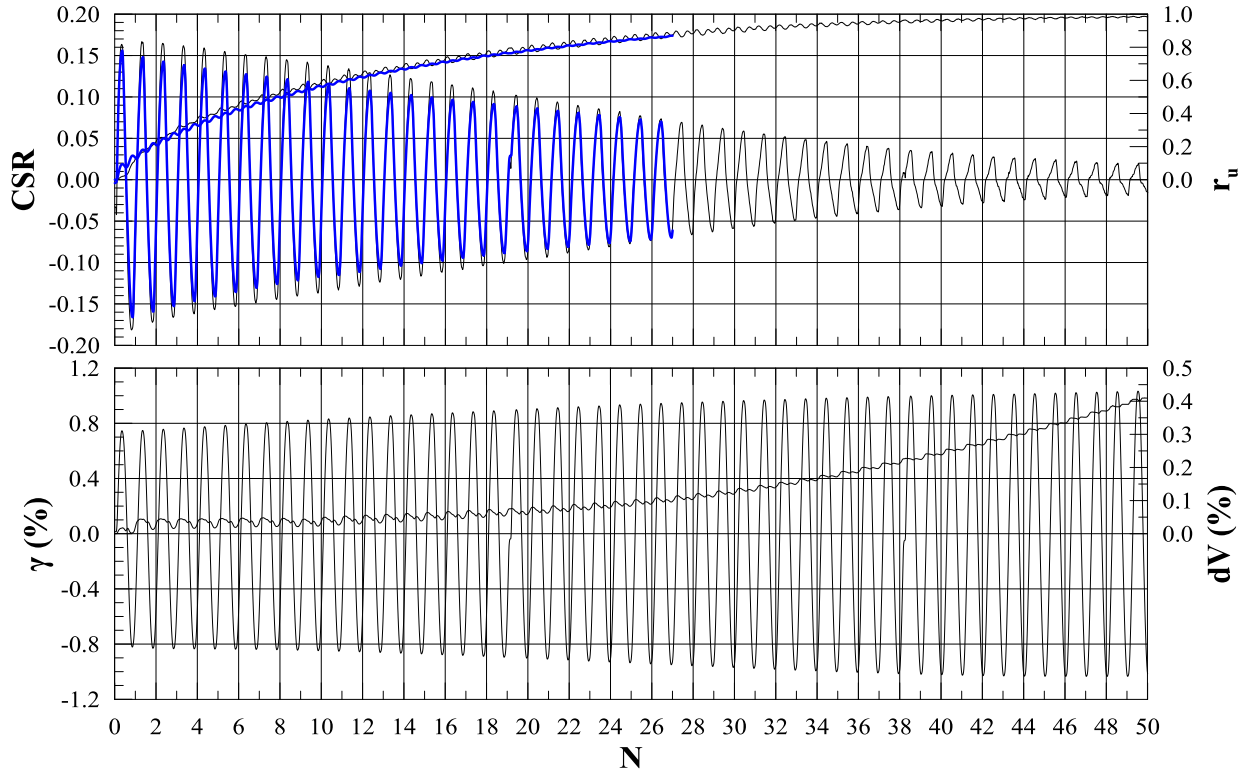


TxSS-S-31

2016-10-18

γ_{cyc} = 0,531%
σ'_c = 271,2 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,51
ρ_{conso} = 2 138 kg/m^3
B = 1,00

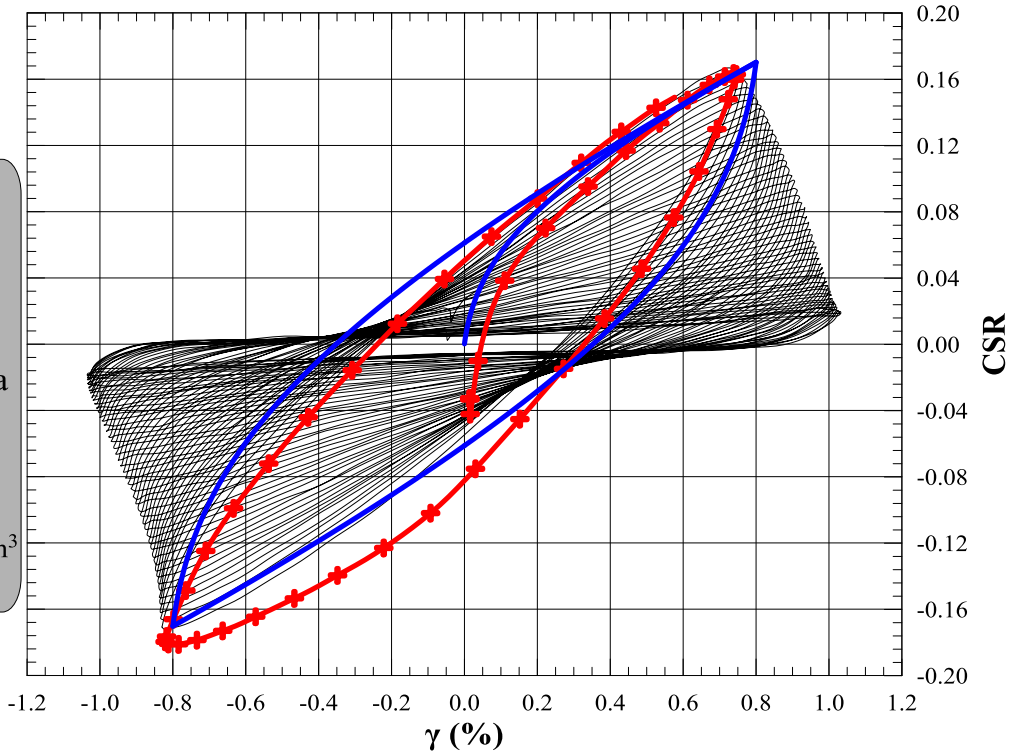


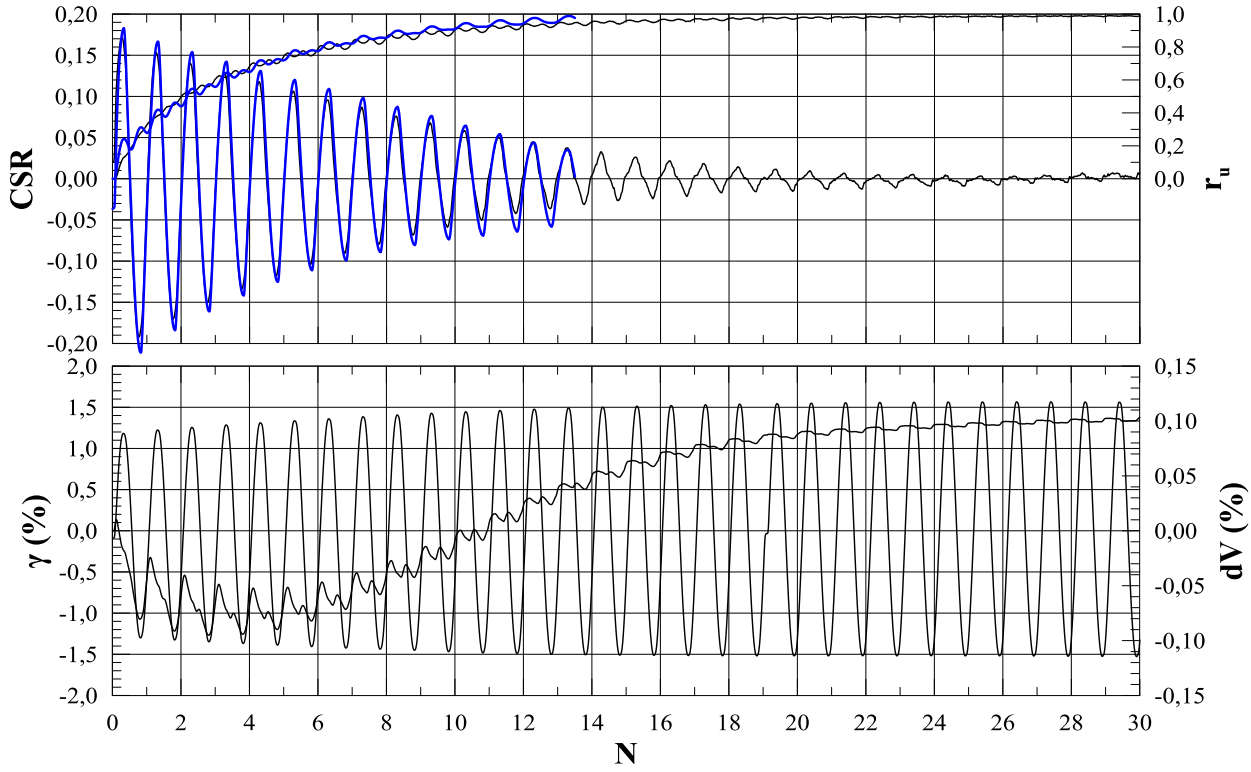


TxSS-S-32

2016-10-19

γ_{cyc} = 0,875%
σ'_c = 296,2 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 600 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,54
e_{conso} = 0,48
ρ_{conso} = 2 160 kg/m^3
B = 1,00

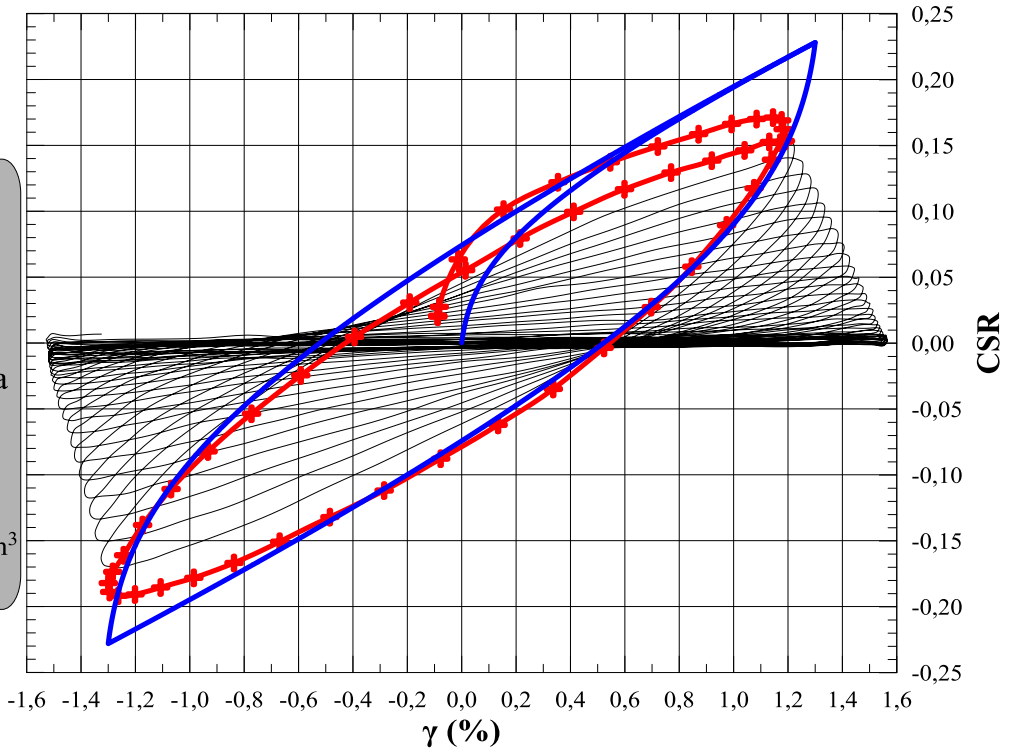


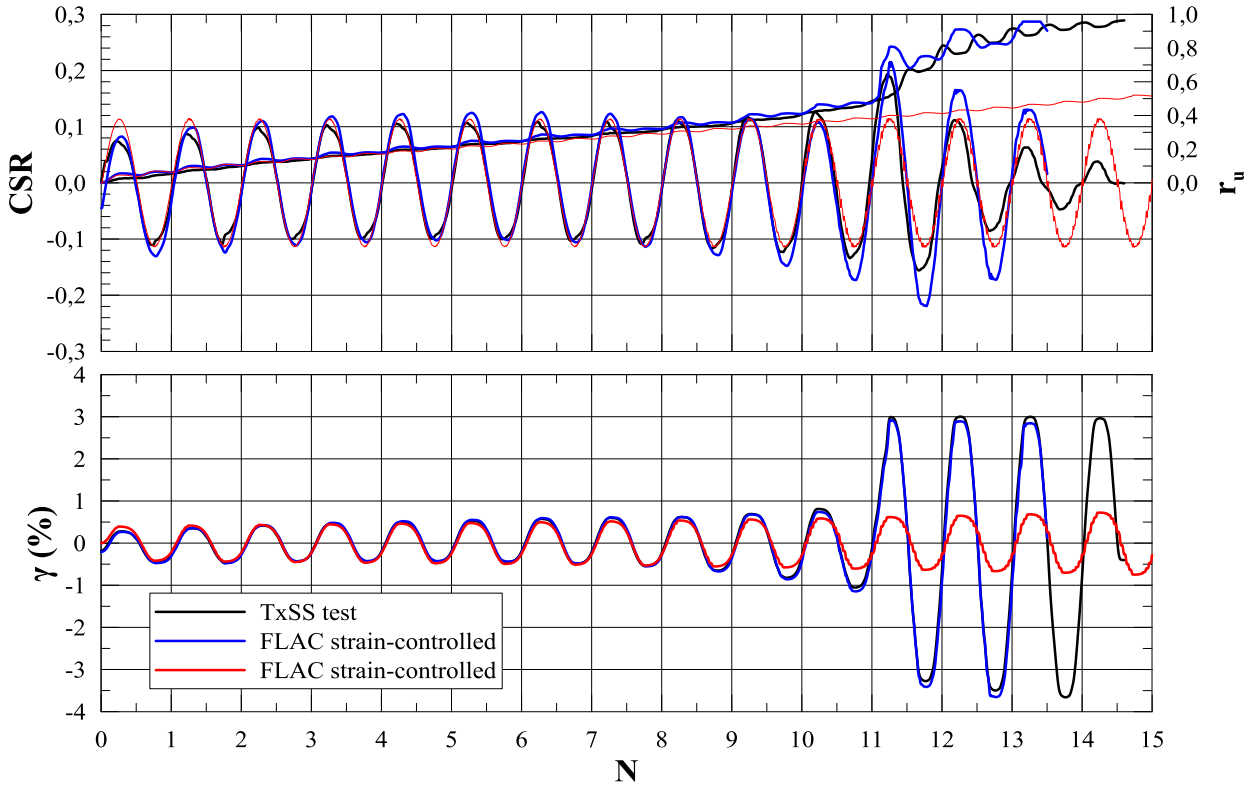


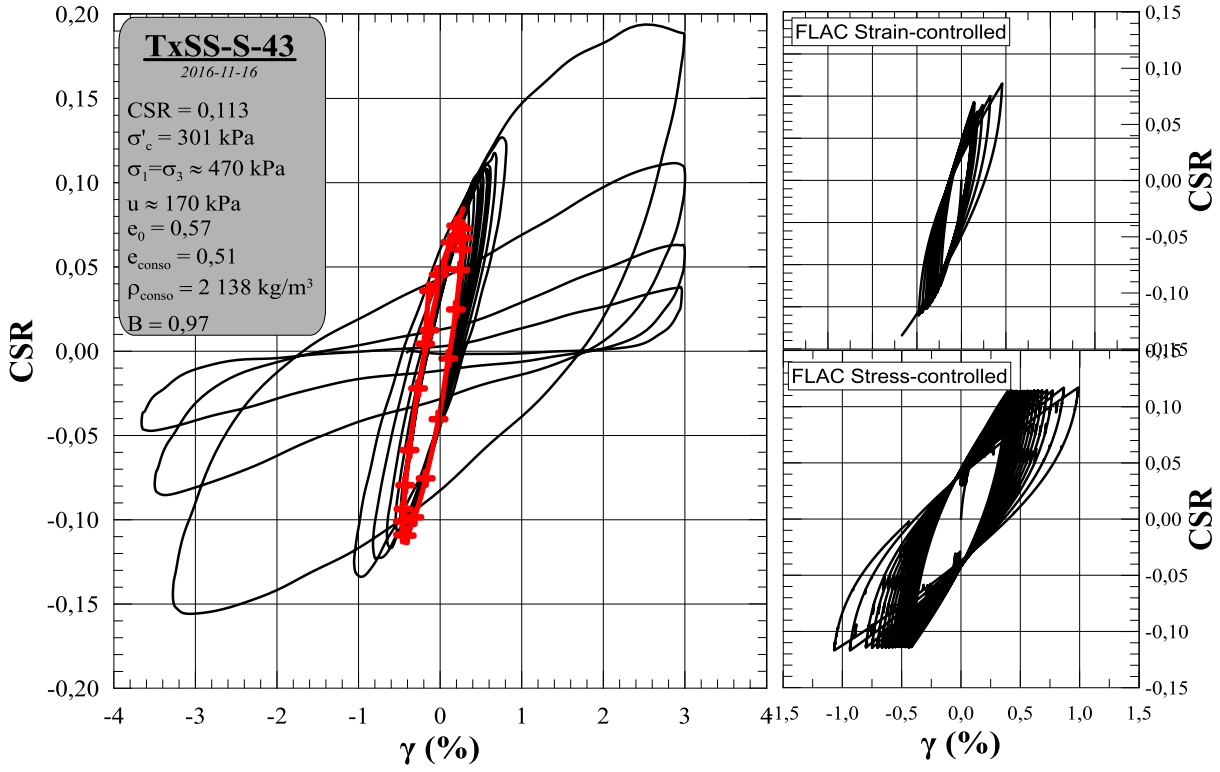
TxSS-S-37

2016-10-26

γ_{cyc} = 1,35%
σ'_c = 292,4 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 600 kPa
u ≈ 350 kPa
e_0 = 0,56
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 148 kg/m^3
B = 0,99




CSR
r_u
γ (%)
N
TxSS test
FLAC strain-controlled
FLAC strain-controlled


TxSS-S-43
2016-11-16
CSR = 0,113
σ'c = 301 kPa
σ1=σ3 ≈ 470 kPa
u ≈ 170 kPa
e0 = 0,57
econso = 0,51
ρconso = 2 138 kg/m³
B = 0,97
FLAC Strain-controlled
FLAC Stress-controlled
CSR
γ (%)

ANNEXE V – SIMULATION DES ESSAIS DE TXSS (SÉRIE 500 KPA)

Série σ'_c = 500 kPa

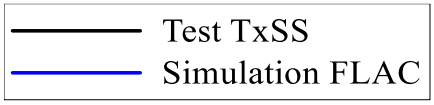
Déformations contrôlées

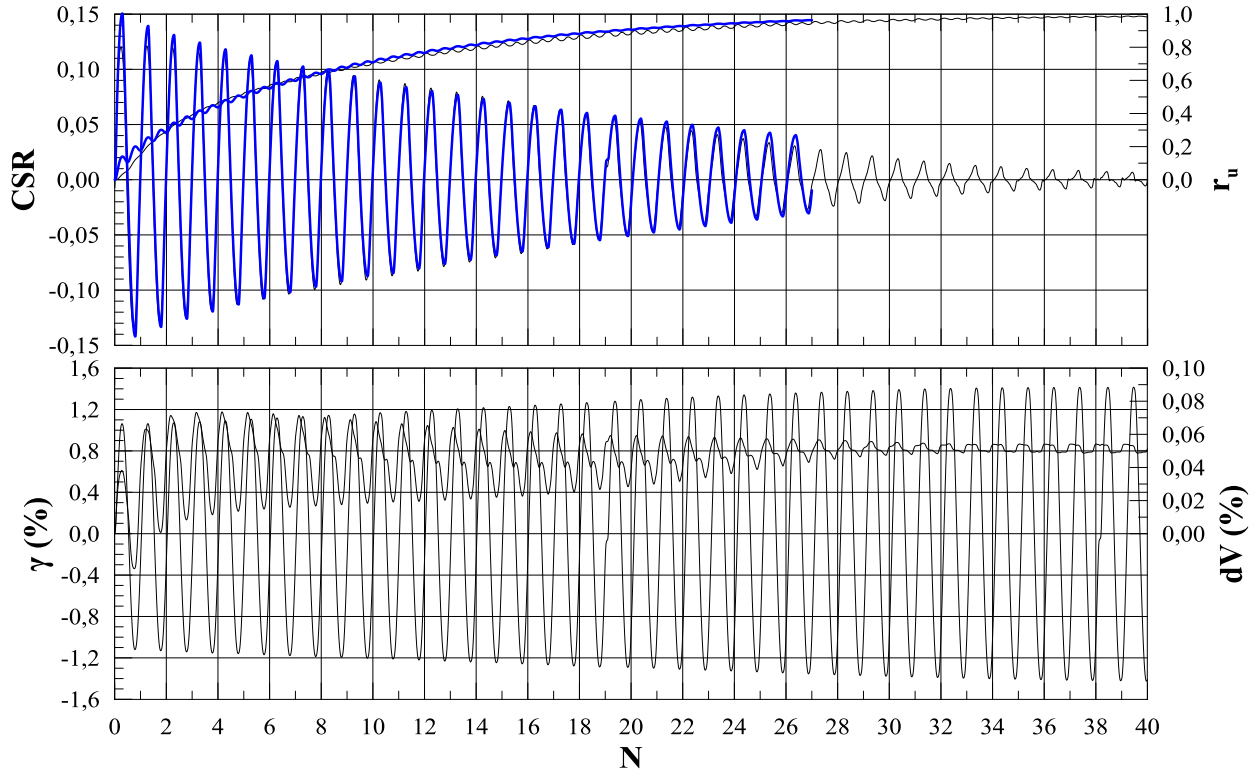
ID	σ'_c (kPa)	γ_{cyc} (%)	e_c	N_{LIQ}	a
TxSS-S-39	494,5	1,200	0,54	20,1	1,42
TxSS-S-40	494,0	1,570	0,49	14,0	1,74
TxSS-S-41	501,2	0,908	0,47	55,2	2,25

Contraintes contrôlées

ID	σ'_c (kPa)	CSR	e_c	N_{LIQ}	a_{moy}
TxSS-S-42	500,0	0,104	0,49	21,1	1,72

	b	c	x_0	y_0	G_{MAX} (MPa)
Sig4	1,0	-0.60	-1.65	0,045	70

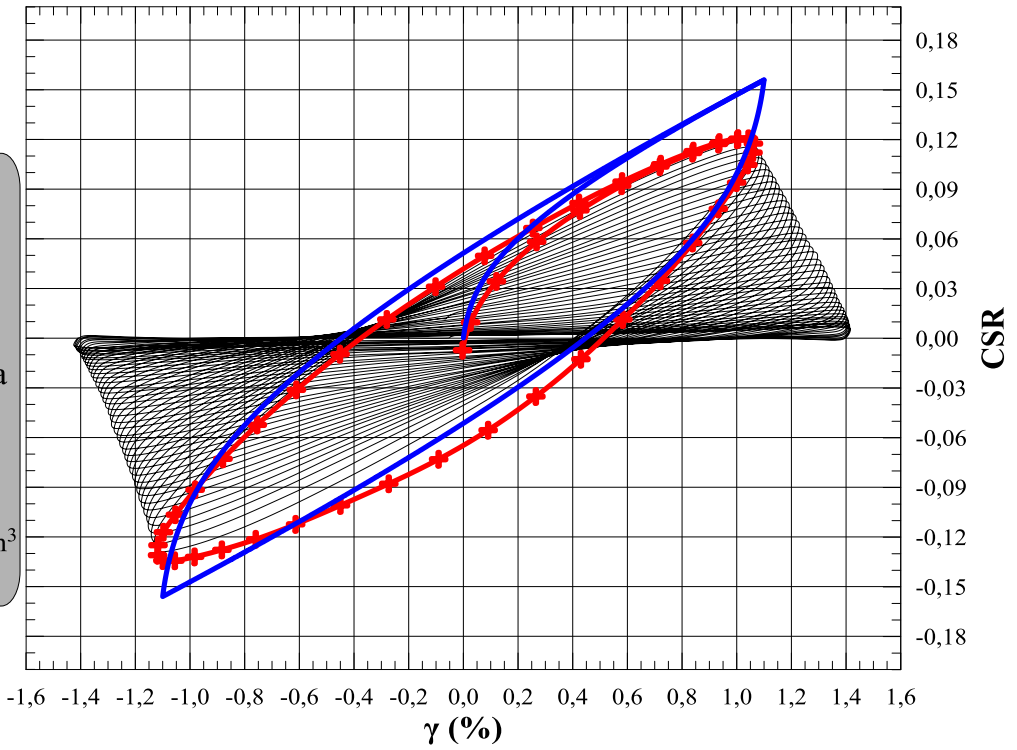


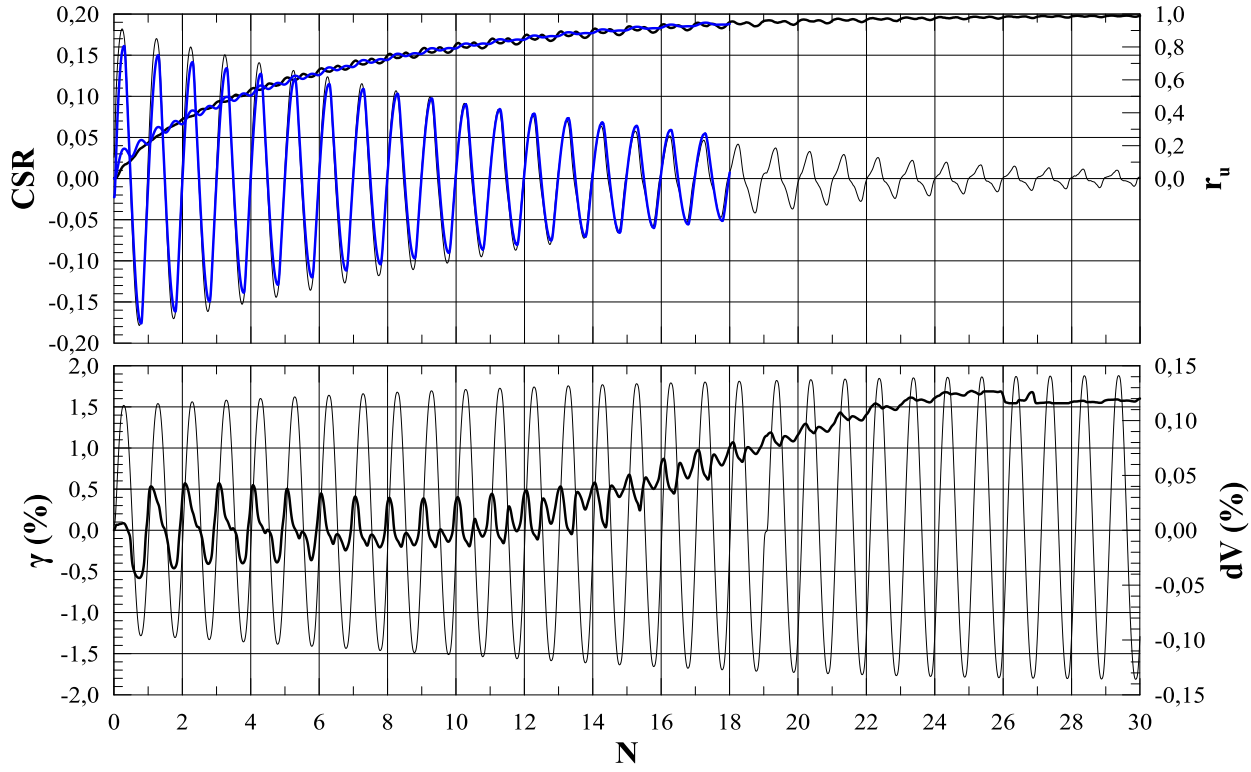


TxSS-S-39

2016-10-28

γ_{cyc} = 1,20%
σ'_c = 494,5 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 700 kPa
u ≈ 200 kPa
e_0 = 0,63
e_{conso} = 0,55
ρ_{conso} = 2 112 kg/m^3
B = 0,94

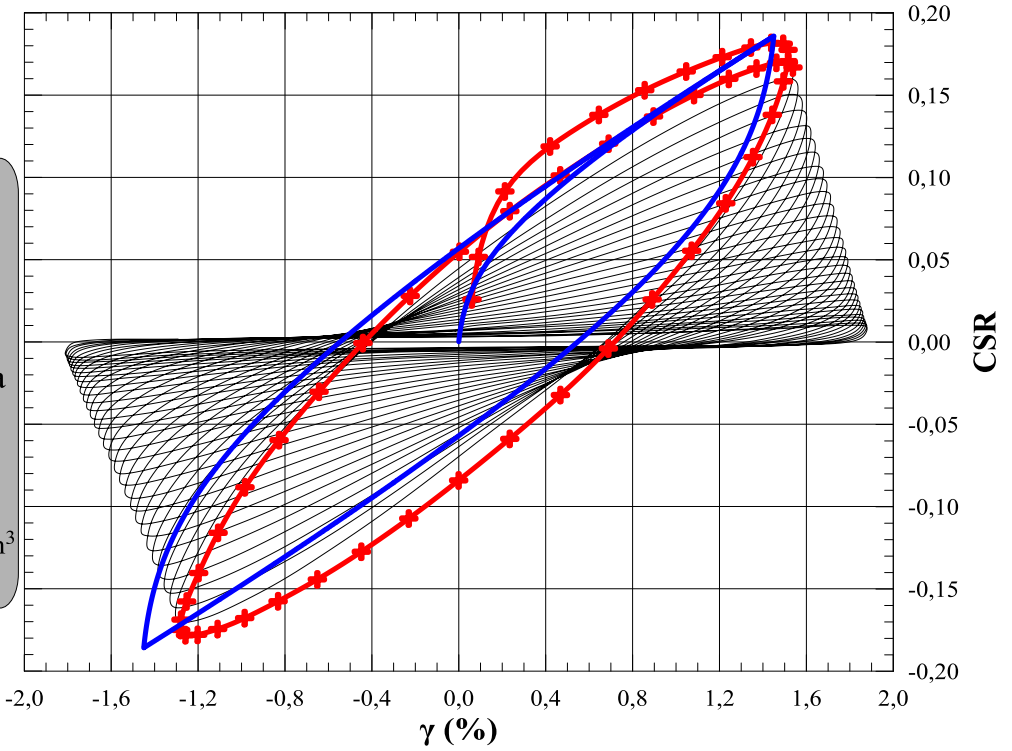


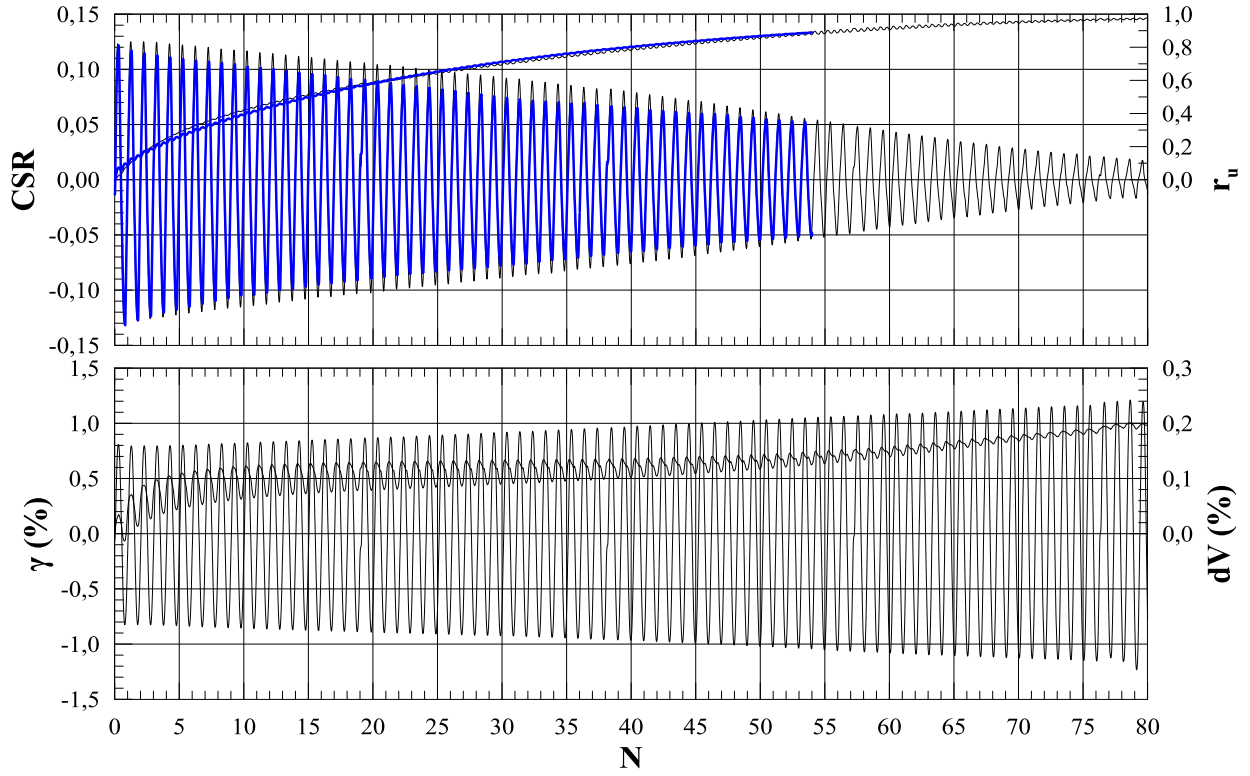


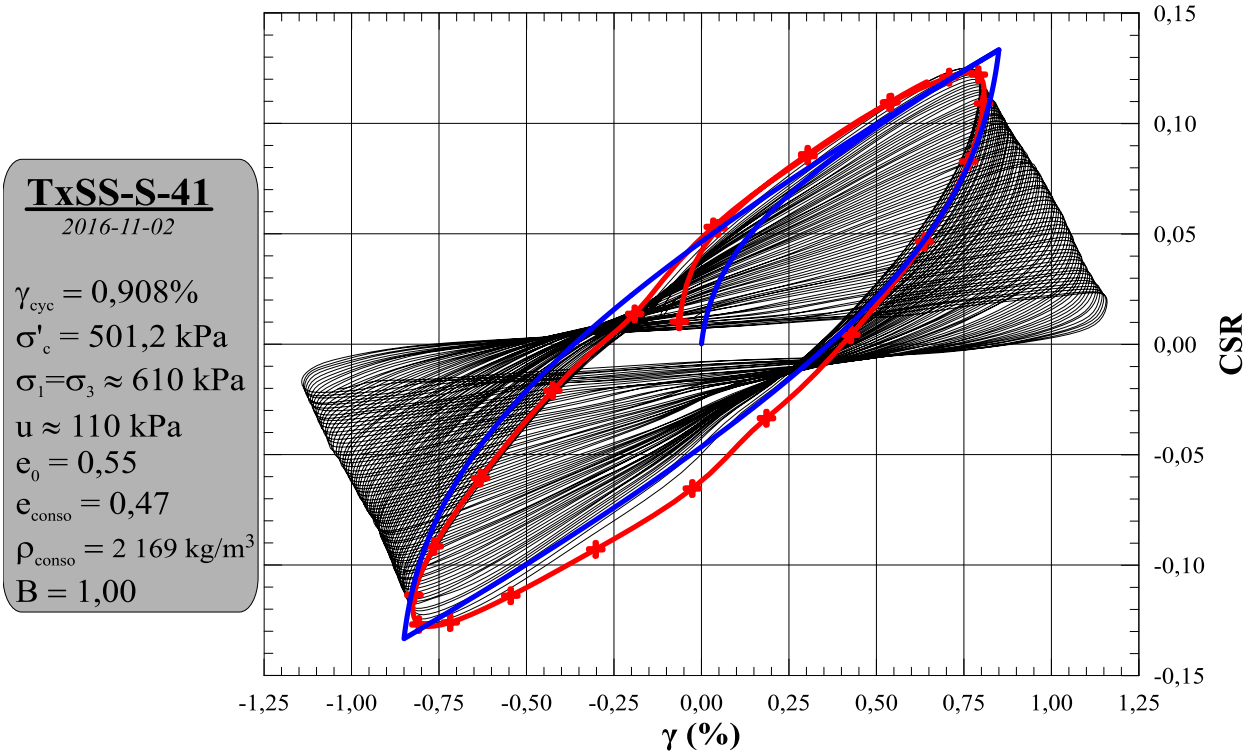
TxSS-S-40

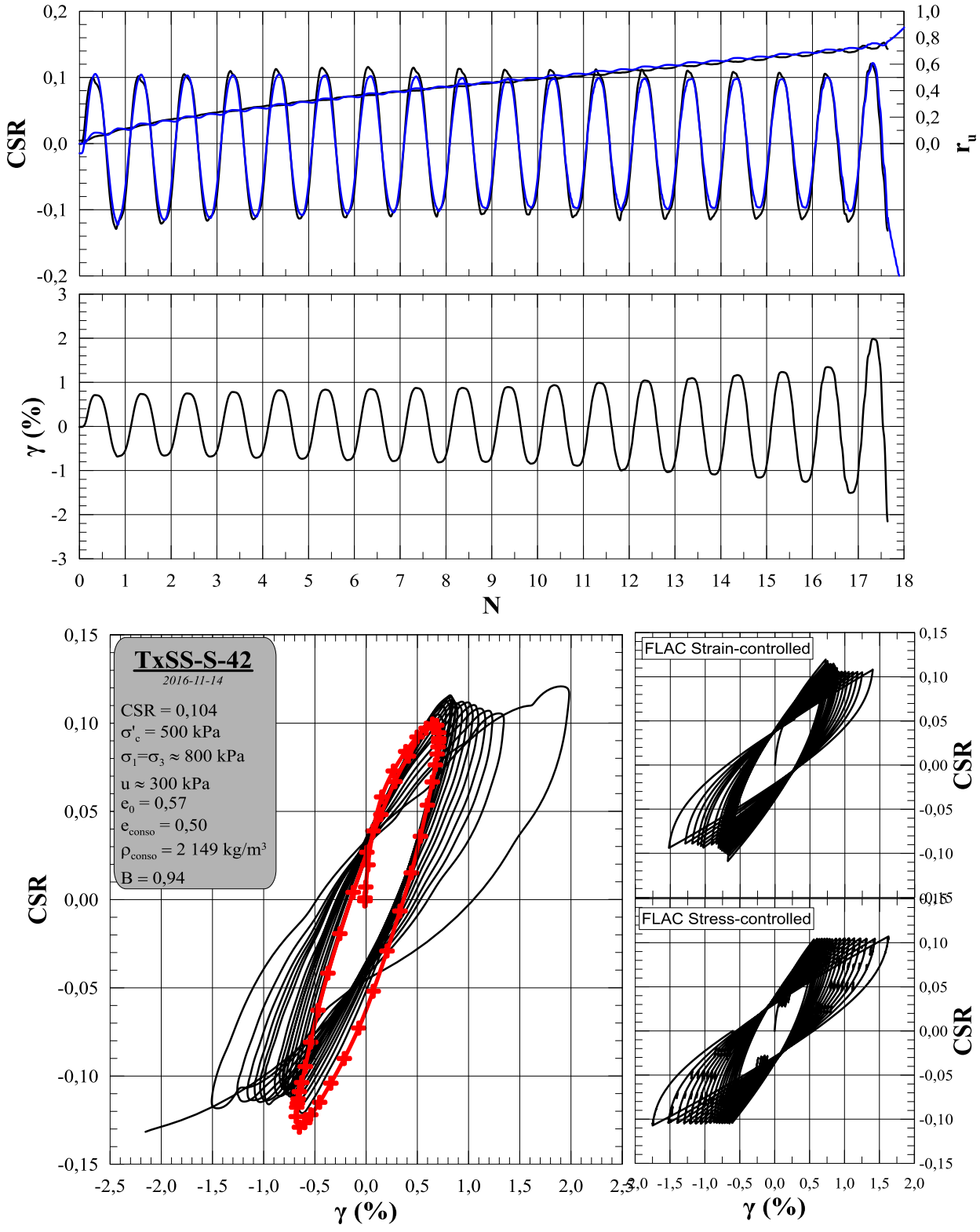
2016-11-01

γ_{cyc} = 1,57%
σ'_c = 494,0 kPa
σ_1=σ_3 ≈ 750 kPa
u ≈ 250 kPa
e_0 = 0,58
e_{conso} = 0,49
ρ_{conso} = 2 151 kg/m^3
B = 0,96



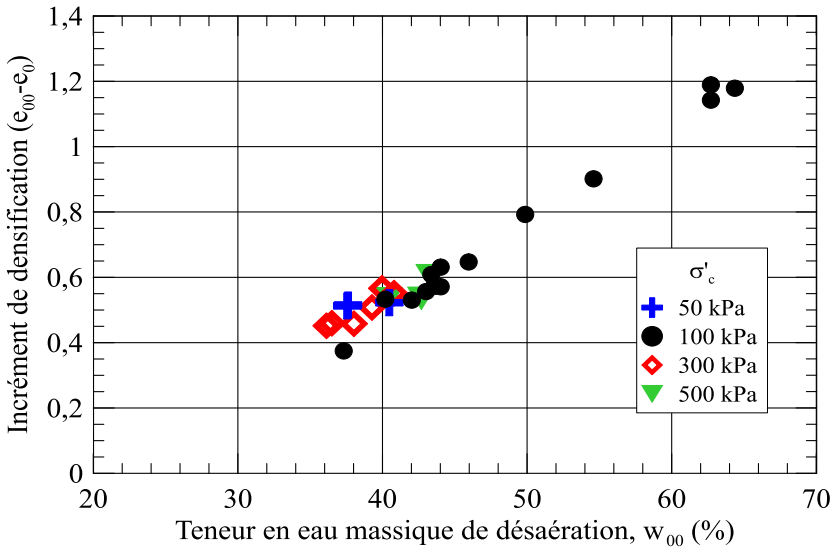

CSR
r_u
γ (%)
dV (%)
N


TxSS-S-41
2016-11-02
γ_{cyc} = 0,908%
σ'_c = 501,2 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 610 kPa
u ≈ 110 kPa
e_0 = 0,55
e_{conso} = 0,47
ρ_{conso} = 2 169 kg/m^3
B = 1,00
CSR
γ (%)

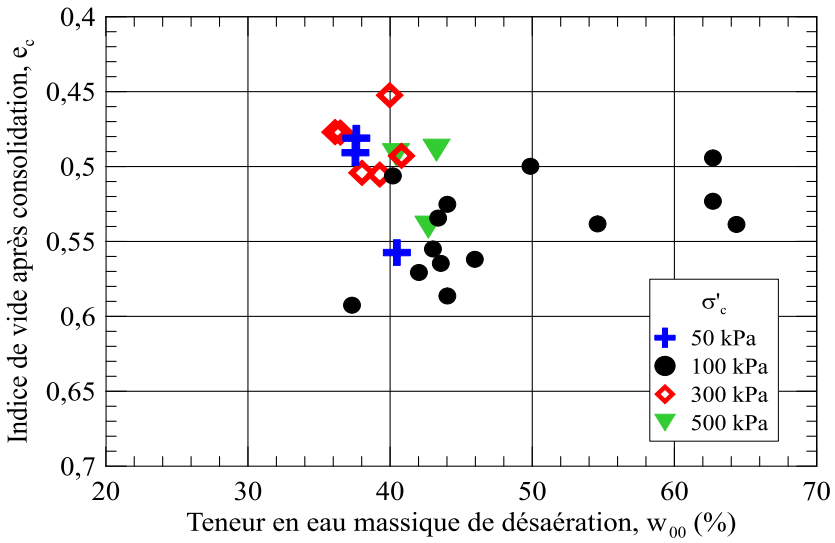

CSR
r_u
γ (%)
N
TxSS-S-42
2016-11-14
CSR = 0,104
σ'_c = 500 kPa
$\sigma_1=\sigma_3 \approx$ 800 kPa
u ≈ 300 kPa
e_0 = 0,57
e_{conso} = 0,50
ρ_{conso} = 2 149 kg/m³
B = 0,94
FLAC Strain-controlled
FLAC Stress-controlled
CSR
γ (%)

ANNEXE W – FIGURES ADDITIONNELLES

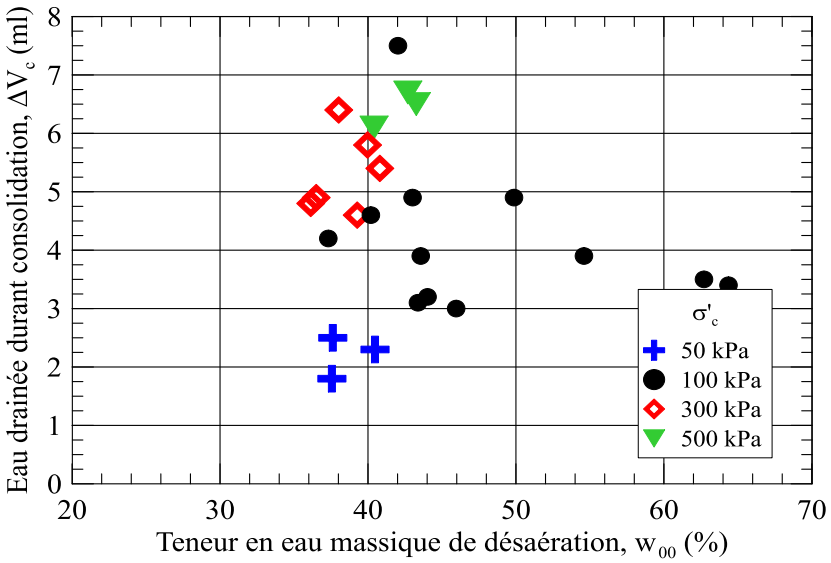
Variation de l'indice de vide pendante la phase de désaération (e_{00}) et la mise en cellule après densification (e_0). Sans surprise, plus la teneur en eau lors de la phase de désaération est élevée, plus les changements de volumes sont importants.



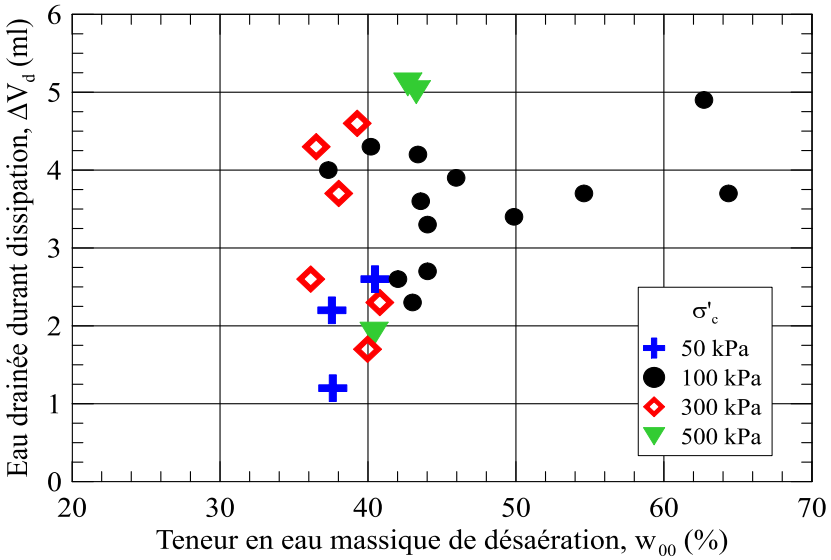
L'indice de vide lors de l'essai cyclique (après consolidation, e_c) est présenté en fonction de la teneur en eau lors de la phase de désaération (w_{00}). La teneur en eau durant la désaération ne semble pas influencer l'indice de densité (I_D).



Le volume d'eau drainé lors de la phase de consolidation (ΔV_c) est présenté en fonction de la teneur en eau lors de la phase de désaération (w_{00}). Il est normal d'observer que les changements de volume semblent dépendants de la contrainte de confinement effective (σ'_c) plutôt que de la teneur en eau initiale.



Aucune relation entre les changements de volume durant la dissipation des pressions interstitielles (ΔV_d) n'est observable.



Le changement de volume durant la dissipation des pressions interstitielles en excès semble être liée à l'énergie cumulative dissipée pour amener l'éprouvette à liquéfaction.

