UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DE LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DE RÉSIDUS MINIERS SOUMIS À DES ESSAIS DE COMPRESSION NON DRAINÉS ET À UNE BAISSE DU CONFINEMENT, AVEC MESURES DE VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT

LOUIS-PHILIPPE GRIMARD

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)

MARS 2018

© Louis-Philippe Grimard, 2018.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DE LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DE RÉSIDUS MINIERS SOUMIS À DES ESSAIS DE COMPRESSION NON DRAINÉS ET À UNE BAISSE DU CONFINEMENT, AVEC MESURES DE VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT

présenté par : GRIMARD Louis-Philippe

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

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

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph. D, président

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

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

M. PÉPIN Nicolas, M.Sc.A., membre

M. ÉTHIER Yannic, Ph. D, membre

DÉDICACE

À mes parents.

REMERCIEMENTS

Jusqu'à présent, ce mémoire représente la plus grande réalisation de mon cheminement académique et sans les intervenants ci-dessous il aurait été difficile d'accomplir cette réalisation.

Tout d'abord, j'aimerais remercier mon directeur Michael James qui a su me guider à travers ce parcours. Il était toujours disponible lorsque j'avais besoin de le rencontrer pour discuter de la théorie, du laboratoire, de la modélisation ou encore uniquement d'un quelconque problème. Il m'a guidé vers les meilleures ressources disponibles pour peaufiner mon apprentissage et est resté engagé jusqu'à la fin. Du même coup, j'aimerais remercier le Professeur Michel Aubertin pour m'avoir offert l'opportunité de travailler au sein de l'IRME, d'approfondir mes connaissances dans le domaine minier et d'avoir continué de contribuer activement à mon projet même en étant à la retraite.

Ensuite, j'aimerais remercier l'étudiant Carlos Andrés Contreras Romero (candidat au doctorat) pour l'assistance qu'il m'a offerte lors des essais de laboratoire. Il a su me partager le meilleur de ses connaissances. Je voudrais, aussi, remercier mes collègues, Xavier Archambault-Alwin, Gabrielle Boudrias ainsi que les stagiaires pour leur participation à mes essais de caractérisation.

Je remercie les techniciens du laboratoire de l'institut de recherche en mine et environnement (IRME), mais aussi ceux du laboratoire de mécanique des sols pour mes essais triaxiaux.

J'aimerais remercier l'Université de Sherbrooke, mais tout particulièrement le Professeur Mourad Karray Benhassen et Ahmed Mhenni (candidat au doctorat) pour leur assistance au laboratoire ainsi que pour m'avoir permis d'utiliser les appareils pour déterminer les vitesses des ondes de cisaillement.

J'aimerais remercier le support des partenaires industriels de l'Institut de recherche en mine et environnement UQAT-Polytechnique (www.irme.ca), Golder Associés, Arianne Phosphate et en particulier la mine Canadian Malartic.

Je remercie le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie (CRSNG) pour leur financement. J'aimerais aussi remercier le concours Branko Ladanyi 2017 Section Ouest du Québec de la Société canadienne de géotechnique (SGC) pour m'avoir donné l'opportunité de présenter mon sujet de recherche et pour avoir financé ma présence à la conférence GéoOttawa

2017. J'aimerais aussi remercier la fondation J.A. Desève ainsi que le Fonds des prix d'excellence RMC-Lécuyer Béton pour leur support financier au cours de mon parcours.

Finalement, j'aimerais remercier mes amis et collègues dans le département des génies civil, géologique et des mines (CGM) pour leur esprit de camaraderie. Je remercie ma famille et mes amis pour leur support, leur patience et leur influence. J'aimerais remercier mon frère Jérémie pour m'avoir accompagné à plusieurs reprises le soir pour effectuer des manipulations.

RÉSUMÉ

La génération de rejets par l'industrie minière est inévitable pour la production des minéraux requis pour la majorité des objets qui font fonctionner notre société. Typiquement entreposés dans d'énormes bassins ceinturés de digues, les résidus miniers font partie de ces rejets. Ils représentent un défi géotechnique intéressant pour les ingénieurs. En pratique, des ruptures de ces digues arrivent encore aujourd'hui et la majorité des dommages est associée avec l'écoulement des résidus liquéfiés. Néanmoins, peu de moyens existent actuellement afin d'évaluer le comportement des résidus face à des charges de compression en conditions consolidées non drainées ou lors d'une perte de confinement.

Ce projet de recherche vise à évaluer ce type de comportement. Les résidus de la mine Canadian Malartic ont été caractérisés au laboratoire. Des éprouvettes ont été soumises à plusieurs essais de compression triaxiale (et œdométrique) pour définir l'état stationnaire et mesurer la vitesse des ondes de cisaillement selon l'indice des vides et les contraintes effectives.

Plus spécifiquement, le comportement des résidus miniers sous chargement monotone a été étudié à l'aide d'essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU). Les échantillons ont été préparés en laboratoire à l'aide d'une technique de déposition hydraulique mise au point à Polytechnique Montréal pour simuler la déposition hydraulique dans les parcs à résidus. Cinq essais avec une consolidation isotrope sous des contraintes de confinement de 50, 100, 200, 400 et 600 kPa ont permis de déterminer la ligne d'état stationnaire ($q/p'=0,61$), l'angle de frottement interne effectif ($\phi'=38,1°$), la phase de transformation ($q/p'=0,53$) et estimer le coefficient de pression des terres au repos ($K_0=0,38$). Ces essais ont mené à une liquéfaction limitée avec une phase d'abord contractante, puis dilatante ultérieurement durant le chargement. Les paramètres de consolidation ont aussi été déterminés avec ces essais.

Deux autres essais de compression en conditions consolidées non drainées ont été réalisés sous des contraintes de confinement isotropes de 30 et 200 kPa avec des pressions initiales de l'eau interstitielle pour évaluer leur influence. L'essai confiné sous une contrainte de 30 kPa a été réalisé sur des résidus aussi lâche que possible pour tenter de produire une éprouvette de résidus contractants avec un risque de liquéfaction statique, mais l'éprouvette était plutôt dilatante avec un comportement de liquéfaction limitée comme les autres éprouvettes. L'éprouvette soumise à une contrainte de 200 kPa a également répondu avec une liquéfaction limitée.

Quatre essais de compression triaxiale ont été réalisés avec une consolidation anisotrope ($K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = 0{,}38$) puis soumis à une perte de confinement sous conditions consolidées non drainées. Deux essais ont été menés avec une contrainte principale majeure effective de 200 kPa et deux autres essais avec une contrainte principale majeure effective de 400 kPa. Suite à la perte de confinement, ces essais ont rapidement atteint l'état stationnaire avec une liquéfaction statique caractérisé par la perte de résistance. Un des essais avec une contrainte principale majeure effective de 200 kPa a été soumis à une charge constante de 1 kN pour maintenir la contrainte verticale initiale (de 200 kPa); cet essai a montré des résultats similaires aux autres essais avec perte de confinement.

Le laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Sherbrooke possède des cellules triaxiales et œdométriques équipées d'anneaux piézo-électriques (P-RAT) pour mesurer les vitesses d'ondes de cisaillement (V_s) dans les éprouvettes. Quatre essais de consolidation triaxiale isotrope, deux essais avec consolidation anisotrope et deux essais œdométriques ont été réalisés avec des mesures de V_s à chaque incrément de contrainte. Une relation entre les vitesses d'onde de cisaillement et la contrainte effective a été établie. Une autre relation entre les vitesses des ondes de cisaillement normalisées (V_{s1}) (à une contrainte verticale effective de 100 kPa) et l'indice des vides a aussi été obtenue. Il a également été observé que le rapport de surconsolidation (OCR) a une influence sur le V_{s1}. Les mesures en place de V_s sur le site de la mine (effectuées par d'autres) sont comparables aux mesures obtenues en laboratoire.

Avec les mesures de V_s effectuées sur le terrain et les relations trouvées en laboratoire, l'état des résidus in situ (contrainte effective et indice des vides) peut être estimé. Ces mesures permettent également d'évaluer le niveau de consolidation des résidus.

Une méthode est aussi proposée pour évaluer le risque de liquéfaction statique due au rehaussement des digues.

L'objectif principal du projet était de développer une méthode pour évaluer le potentiel de liquéfaction statique des résidus. Cependant, la liquéfaction statique ne s'est pas produite en laboratoire pour les essais de compression monotone sous conditions consolidées non drainées. Toutes les éprouvettes ont répondu avec une liquéfaction limitée vu qu'elles étaient dilatantes jusqu'à l'état stationnaire. Néanmoins, les informations obtenues de ces essais ont permis de proposer une procédure pour évaluer le risque de liquéfaction limitée.

ABSTRACT

The generation of wastes by the mining industry is inevitable to produce the minerals required for most objects that make our society work. Typically stored in huge basins retained by dikes, tailings are part of these wastes. They represent a major geotechnical challenge for engineers. Ruptures of these dikes still occur today and most damage is associated with the flow of liquefied tailings. Nevertheless, few methods exist to evaluate the behavior of tailings under compressive loads in undrained conditions or during a loss of confinement.

This research project aims to evaluate these types of behavior. Tailings from the Canadian Malartic Mine were characterized in the laboratory. Specimens were subjected to several triaxial compression (and œdometric) tests to define the critical state and to measure the shear wave velocity as a function of void ratio and effective stress.

More specifically, the behavior of the tailings under monotonic loading was studied using triaxial compression tests under consolidated undrained conditions. The specimens were prepared in laboratory using a hydraulic deposition technique developed at Polytechnique Montréal to simulate hydraulic deposition in tailings impoundments. Five tests with isotropic consolidation under confinement stresses of 50, 100, 200, 400 and 600 kPa were used to determine the critical state line (q/p'=0.61), the effective internal friction angle (ϕ'=38.1°), the phase transformation stress ratio (q/p'=0.53) and estimate the at-rest pressure coefficient (K_0=0.38). These tests led to a limited liquefaction with an initial contractive phase followed by a dilative response. Consolidation parameters were also determined with these tests.

Two other compression tests under consolidated and undrained conditions were carried out under isotropic confinement stresses of 30 and 200 kPa with initial pore water pressures. The 30 kPa stress test was performed on tailings as loose as possible to attempt to produce a contractive response for tailings with a risk of static liquefaction. However, the specimen was dilative and showed a limited liquefaction behavior (like the other specimens). The specimen subjected to a stress of 200 kPa also responded with limited liquefaction.

Four triaxial compression tests were conducted with anisotropic consolidation ($K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = 0.38$) and then subjected to a loss of confinement under undrained condition. Two tests were conducted with an effective principal major stress of 200 kPa and two others with an effective

principal major stress of 400 kPa. Following the loss of confinement, the tailings specimens in these tests quickly reached the critical state and static liquefaction (characterized by loss of strength). One of the tests with an effective major principal stress of 200 kPa was subjected to a constant axial load (of 1 kN) to maintain the initial vertical stress (of 200 kPa); this test led to a similar behavior as the others.

Additional tests were conducted at the soil mechanics laboratory of the Université de Sherbrooke using triaxial and oedometric cells equipped with the piezoelectric ring technique (P-RAT) device to measure the shear wave velocity (V_s) of the specimens. Four triaxial isotropic consolidation tests, two anisotropic consolidation tests and two oedometric tests were performed with V_s measurements at each stress increment. A relationship between shear wave velocity and effective stress was established. Another relationship between normalized (to 100 kPa) shear wave velocities (V_{s1}) and void ratio was obtained. It has also been observed that the overconsolidation ratio (OCR) influences the value of V_{s1}. In situ measurements of V_s at the mine site (by others) shows comparable values to those obtained in the laboratory.

The in-situ state of the tailings (effective stress and void ratio) can be estimated from the V_s field measurements and laboratory derived relationships. These measurements also make it possible to evaluate the level of consolidation of the tailings.

A conceptual method is also proposed to evaluate the risk of static liquefaction due to the raising of dikes.

The main objective of the project was to develop a method to evaluate the potential for static liquefaction in tailings impoundments. However, static (flow) liquefaction did not occur in the laboratory for monotonic compression testing under undrained conditions. All the specimens responded with limited liquefaction as they were dilative at the critical state (i.e. relatively dense). Nevertheless, the information obtained from these tests made it possible to propose a procedure to assess the risk of limited liquefaction.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE iii

REMERCIEMENTS iv

RÉSUMÉ vi

ABSTRACT viii

TABLE DES MATIÈRES x

LISTE DES TABLEAUX xv

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS (AVEC UNITÉS) xxi

LISTE DES ANNEXES xxvii

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 5

2.1 La gestion des rejets miniers 5

2.1.1 Les résidus miniers 5

2.1.2 Les roches stériles et les haldes à stériles 15

2.2 Les parcs à résidus 16

2.2.1 Méthodes de construction 17

2.2.2 Les défis des parcs à résidus 18

2.3 Caractérisation et évaluation du comportement des résidus 20

2.3.1 Essais in situ 20

2.3.2 Essais de laboratoire 22

2.4 Comportement géotechnique et liquéfaction « statique » 33

2.4.1 État stationnaire 33

2.4.2 Transformation de phase et état quasi-stationnaire 37

2.4.3 Phase d'instabilité 40

2.4.4 Paramètre d'état ψ 41

2.4.5 Différents types de comportements 43

2.4.6 Liquéfaction statique et rupture des parcs à résidus miniers 45

2.4.7 Effet d'une perte de confinement 51

CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION ET MÉTHODOLOGIE 53

3.1 Caractérisation des résidus miniers 53

3.1.1 Préparation des résidus et analyses granulométriques 53

3.1.2 Densité relative (D_r), compactage (e_{min}) et masse volumique minimale (e_{max}) 56

3.2 Protocole expérimental pour les essais triaxiaux et œdométriques 57

3.2.1 Méthode de déposition 57

3.2.2 Traitement des données des essais triaxiaux 59

3.2.3 Traitement des données des essais œdométriques 63

3.3 Sommaire des deux articles 65

3.3.1 Essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) 65

3.3.2 Essais de consolidation triaxiaux et œdométriques avec mesure de V_s 66

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: A LABORATORY INVESTIGATION OF THE RESPONSE OF CONSOLIDATED TAILINGS TO UNDRAINED COMPRESSIVE LOADING AND REDUCED CONFINEMENT 67

4.1 ABSTRACT 68

4.2 RÉSUMÉ 68

4.3 Introduction 69

4.4 Tailings characteristics 70

4.5 Specimen preparation for triaxial testing 71

4.6 Triaxial consolidation 73

4.7 Undrained monotonic compression 76

4.7.1 Methodology 77

4.7.2 Main Results 78

4.7.3 Analysis 80

4.8 Triaxial tests with reduced isotropic confinement 84

4.8.1 Methodology 84

4.8.2 Main Results 85

4.8.3 Analysis 87

4.9 Conclusion 88

4.10 Acknowledgements 89

4.11 References 90

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: CONSOLIDATION CHARACTERISTICS OF HYDRAULICALLY DEPOSITED TAILINGS OBTAINED FROM SHEAR WAVE VELOCITY (VS) MEASUREMENTS IN TRIAXIAL AND OEDOMETRIC CELLS WITH P-RAT 94

5.1 Abstract 95

5.2 Résumé 95

5.3 Introduction 96

5.4 Basic Characterization 97

5.5 Laboratory Testing 99

5.5.1 The piezoelectric ring-actuator technique 100

5.5.2 Specimen preparation 103

5.5.3 Consolidation with shear wave velocity measurement 104

5.5.4 P-RAT signal quality in triaxial and oedometric cells 105

5.6 Experimental Results and Analysis 106

5.6.1 Consolidation curves 106

5.6.2 Shear wave velocities, V_s 108

5.7 Discussion 116

5.7.1 In-situ testing and behaviour 116

5.7.2 Implications for liquefaction analyses 119

5.8 Conclusion 119

5.9 Acknowledgements 120

5.10 References 121

CHAPITRE 6 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES, ANALYSE ET DISCUSSION GÉNÉRALE 129

6.1 Paramètres de consolidation 129

6.1.1 Indice de compression (C_c) 129

6.1.2 Coefficient de consolidation (c_v) 132

6.1.3 Coefficient de compressibilité (a_v) 134

6.1.4 Coefficient de changement de volume (m_v) et module œdométrique (E_{oed}) 136

6.1.5 Conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) 138

6.2 Discussion générale 138

6.2.1 Caractérisation des résidus in situ 138

6.2.2 Facteur de sécurité contre la liquéfaction statique pour le rehaussement en amont 141

6.2.3 Perte de confinement 143

6.3 Autres aspects 144

6.3.1 Liquéfaction dynamique 144

6.3.2 Principales sources d'erreur 145

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 147

7.1 Conclusion 147

7.2 Recommandations 149

RÉFÉRENCES 151

ANNEXES 169

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Caractéristiques géotechniques typiques des résidus miniers de mines de roches dures (rapportées par divers auteurs). 7

Tableau 2-2: Indice des vides maximum et minimum pour les résidus de la mine Merriespruit pour des échantillons de granulométries avec différentes fractions de particules fines (< 75 μm) (adapté de Fourie et al., 2001; Fourie et Papageorgiou, 2001). 48

Tableau 2-3: Différentes propriétés des résidus sableux et silteux du parc à résidus Fundão (adapté de Morgenstern et al. 2016).....50

Tableau 3-1: Caractéristiques de la distribution granulométrique des résidus miniers de la mine Canadian Malartic suite à trois essais de sédimentométrie et de tamisage. 55

Tableau 3-2: Résultats des essais de compaction Proctor modifié sur le mélange de résidus de la mine Canadian Malartic utilisé pour les essais en laboratoire. 57

Table 4-1: Consolidation and undrained triaxial compression testing parameters. 74

Table 4-2: Undrained triaxial compression testing parameters, for tests with reduced confinement. 85

Table 5-1: Tailings properties (Grimard, 2017; Grimard and James, 2017).....98

Table 5-2: Five input function used in P-RAT tests represented in the time and frequency domains. 101

Table 5-3: Triaxial oedometric consolidation tests with V_s measurement.....105

Tableau 6-1: Valeurs des paramètres de consolidation pour différents paliers de chargement appliquées pour la consolidation isotrope des essais triaxiaux. 130

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1: Granulométrie de résidus miniers: (a) de mines de roches dures (adaptée de Bussière, 2007); mine Canadian Malartic selon (b) L-Bolduc (2012); (c) Contreras Romero (2013); (d) Essayad (2015). 10

Figure 2-2: Méthodes de construction des digues retenant des résidus miniers (tiré de Aubertin et al., 2002a). 17

Figure 2-3: Cellule de compression triaxiale avec les diverses composantes (tiré de Ishihara, 1996). 27

Figure 2-4: Amplitude normalisée du signal reçu sous une fréquence d'excitation de 10 Hz suite à des essais de chargement et de déchargement sur un sable dans une cellule oedométrique pour différentes contraintes σ'_v (tiré de Karray et al., 2015). 31

Figure 2-5: Vitesse des ondes de cisaillement (V_s) en fonction de la contrainte effective verticale (σ'_v) pour un sable sous différents indices de densité (I_D) (adapté de Karray et al., 2015). ..31

Figure 2-6: Vitesse des ondes de cisaillement normalisées (V_{s1}) en fonction de l'indice des vides (e) pour un sable (tiré de Karray et al., 2015). 32

Figure 2-7: Variation de volume et de pressions interstitielles lors d'un essai de compression triaxiale en conditions: (a) consolidées drainées CD; (b) consolidées non drainées CU (tiré de Mitchell et Soga, 2005). 35

Figure 2-8: Courbes d'état stationnaire dans le plan e-log p' illustrant: (a) l'influence de l'état initial (dense ou lâche) ainsi que le type d'essai (drainé ou non drainé); (b) l'influence de la méthode de préparation de l'éprouvette (adapté de Been et al., 1991). 36

Figure 2-9: Différents états du comportement durant un essai de compression triaxial sur du sable en conditions consolidées non drainées (CU) représentés par (a) la contrainte de cisaillement ($q = \sigma_D/2$) en fonction des déformations axiales ε_1; (b) le cheminement des contraintes dans le plan q-p' (adapté de Murthy et al., 2008). 39

Figure 2-10: La ligne d'instabilité dans le plan q-p' pour un essai en conditions CU (adapté de Jefferies et Been, 2015). 41

Figure 2-11: Définition et illustration du paramètre d'état (ψ) pour un sol dense (adapté de Jefferies et Been, 2015). 42

Figure 2-12: Cheminement des contraintes pour des éprouvettes soumises à des essais de compression triaxiale avec différentes contraintes effectives initiales (p'_0) et indice de densité (I_D) (adapté de Jefferies et Been, 2015). 43

Figure 2-13: Comportement typique d'un sable soumis à des essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) pour différentes densités: (a) relations contraintes-déformations avec variations des pressions interstitielles; (b) cheminements des contraintes pour des sols très lâche et lâche; (c) cheminements des contraintes pour des sols moyennement dense et dense (tiré de Mitchell et Soga, 2005).....45

Figure 2-14: Lignes d'état stationnaire pour des éprouvettes (M1, M2, M3 et M4) avec des proportions différentes de particules fines (< 75 μm) et différents indices des vides pour des essais de compression triaxiale en conditions CU de comportement contractant (adapté de Fourie et Papageorgiou, 2001). 48

Figure 2-15: Illustration schématique du phénomène de liquéfaction statique suite à une perte de confinement des résidus en amont d'une digue de parc à résidus qui cède (adapté de James, 2015).....52

Figure 3-1: Courbes granulométriques de trois échantillons récupérés du mélange de résidus de la mine Canadian Malartic utilisé pour les essais en laboratoire. 54

Figure 3-2: Cellule de malaxage et de désaération utilisée à: (a) l'Université de Sherbrooke; (b) Polytechnique Montréal. 58

Figure 3-3: a) Moule utilisé à l'Université de Sherbrooke avec embout supérieur et cylindre de densification; b) cellule triaxiale de l'Université de Sherbrooke avec mesure de vitesses d'ondes de cisaillement. 59

Figure 4-1: Grain size distribution curves of the tailings for 3 samples. 71

Figure 4-2: Specimen preparation: (a) Tailings poured into the mixing device for saturation; (b) Mixing under suction for saturation; (c) mold filled with water and application of pressure for tailings deposition; and (d) Filling of the mold with tip of deposition tube just above surface of the tailings (adapted from Poncelet 2012). 73

Figure 4-3: Consolidation curves obtained from isotropic triaxial compression tests. 75

Figure 4-4: Coefficient of consolidation, c_v, obtained from commonly used methods. 76

Figure 4-5: Results of undrained compression testing of tailings: (a) Deviatoric stress, σ_D, vs axial strain, ε; (b) Effective major principal stress, σ'_1, vs axial strain; (c) Pore water pressure, u, vs axial strain; and (d) Effective minor principal stress, σ'_3, vs axial strain. The (blue) circles indicate phase transformation (PT). 79

Figure 4-6: Stress paths (p'─q) of the undrained triaxial compression tests on the tailings.....81

Figure 4-7: Mohr circles at 12% strain for the undrained triaxial compression tests on the tailings; the results indicate that there is a constant volume friction angle, ψ', and the effective angle of internal friction, ϕ'. 82

Figure 4-8: Critical state line (CS), isotropic consolidation line (IC) and phase transformation line (PT) for the tailings tested in undrained triaxial compression. 83

Figure 4-9: Results of undrained triaxial testing with reduced confinement on the tailings for tests Tx-76-2L, Tx-152-1L and Tx-152-2L: (a) Deviatoric stress, σ_D; (b) Effective major principal stress, σ'_1; (c) Pore water pressure, u; and (d) Effective minor principal stress, σ'_3 with time and Tx-76-1L: (e) Deviatoric stress, σ_D; (f) Effective major principal stress, σ'_1; (g) pore water pressure, u; and (h) Effective minor principal stress, σ'_3 with axial strain, ε_{ax}.....86

Figure 4-10: Stress paths (p'─q) of the undrained triaxial tests on the tailings with reduced confinement. 87

Figure 5-1: Grain size distribution of the tailings. 99

Figure 5-2: P-RAT implemented in the triaxial device. 100

Figure 5-3: Example of P-RAT signal interpretation: (a) phase shift for calibration; (b) signal in frequency domain and (c) corrected signal. 102

Figure 5-4: P-RAT implemented in an oedometer. 104

Figure 5-5: Triaxial and oedometric consolidation curves of tailings. 107

Figure 5-6: Normalized amplitudes of received signals at different mean effective stress, σ'_m, from tests on tailings (a) TxVs-7i (Ond1) and (b) TxVs-13i (Pulse 12.5).....109

Figure 5-7: Measured shear wave velocity, V_s, in function of the mean effective stress, σ'_m, for oedometric and triaxial tests on tailings. 111

Figure 5-8: (a) Consolidation curve of the tailings, (b) shear wave velocity, (c) normalized shear wave velocity according to Eq. (5-7) and (d) Eq. (5-9) for OedoVs-1 and TxVs-10. 114

Figure 5-9: Normalized shear wave velocity, V_{s1}, in function of tailings void ratio for oedometric and triaxial tests. 116

Figure 5-10: Shear wave velocity, V_s, in the tailings as a function of mean effective stress, σ'_m, obtained from field data (Conetec, 2017) and laboratory tests, for different OCR. 118

Figure 6-1: Valeurs de l'indice de compression (C_c) obtenues pour la consolidation isotrope effectuée pour des essais triaxiaux CU sur les résidus miniers. 131

Figure 6-2: Valeurs du coefficient de consolidation (c_v) obtenues selon les méthodes de Casagrande et Taylor suite à la phase de consolidation isotrope durant les essais triaxiaux CU sur les résidus miniers. 133

Figure 6-3: Valeurs du coefficient de compressibilité (a_v) obtenues pour différentes contraintes de confinement effective (σ'_c) pendant la phase de consolidation isotrope effectuée à chaque palier des essais de compression triaxiale (CU) sur les résidus miniers et relations entre le coefficient a_v et la contrainte verticale effective (σ'_v) obtenues par L-Bolduc (2012) et Essayad (2015). 135

Figure 6-4: (a) Coefficient de changement de volume (m_v) et (b) module œdométrique (E_{oed}) en fonction de la contrainte de confinement des valeurs obtenues pour la phase de consolidation durant les essais de compression triaxiale CU sur les résidus miniers. 136

Figure 6-5: Illustration schématique des conditions simulées par un essai de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) en relation avec l'état des contraintes dû à un rehaussement de la digue par la méthode de construction amont. 141

Figure 6-6: (a) Variation de la vitesse des ondes de cisaillement V_s en fonction de la contrainte moyenne effective obtenue d'essais triaxiaux et œdométriques et (b) cheminement des contraintes dans le plan q-p' pour des résidus denses in situ avec la contrainte p' constante. 142

Figure 6-7: Illustration schématique des conditions associées à une perte de confinement in situ aux endroits (A) ou (B), avec ou sans le poids des résidus sus-jacents, en lien avec les essais de compression triaxiale avec réduction du confinement en conditions consolidées non drainées (CU). 143

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS (AVEC UNITÉS)

A	Aire sectionnelle de l'éprouvette	[cm^2]
A_c	Aire sectionnelle de l'éprouvette après consolidation	[cm^2]
a_v	Coefficient de compressibilité	[MPa^{-1}]
B_L	Facteur multiplicatif du bras de levier	[-]
c	Cohésion	[kPa]
c'	Cohésion effective	[kPa]
C_C	Coefficient de courbure	[-]
C_c	Indice de compression	[-]
C_r	Indice de recompression	[-]
C_U	Coefficient d'uniformité	[-]
c_v	Coefficient de consolidation	[cm^2/s]
D_r	Densité relative des grains	[-]
D_{10}	Diamètre des grains équivalent au passage de 10% de la masse totale	[µm]
D_{30}	Diamètre des grains équivalent au passage de 30% de la masse totale	[µm]
D_{50}	Diamètre des grains équivalent au passage de 50% de la masse totale	[µm]
D_{60}	Diamètre des grains équivalent au passage de 60% de la masse totale	[µm]
e	Indice des vides	[-]
e_0	Indice des vides initial (en place)	[-]
e_c	Indice des vides critique	[-]
e_f	Indice des vides final	[-]
E_{oed}	Module œdométrique	[MPa]
F	Charge axiale	[kN]
f_s	Contrainte de frottement latéral	[kPa]

G	Module de cisaillement	[MPa]
H	Hauteur de l'éprouvette	[cm]
ΔH	Variation de la hauteur de l'éprouvette	[cm]
H_c	Hauteur de l'éprouvette après consolidation	[cm]
H_s	Hauteur de solides	[cm]
I_b	Coefficient d'influence (Boussinesq)	[-]
I_D	Indice de densité	[-]
I_P	Indice de plasticité	[%]
K	Rapport des contraintes	[-]
K_0	Coefficient de pression des terres au repos	[-]
K_f	Rapport des contraintes à la rupture	[-]
k	Conductivité hydraulique	[cm/s]
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée	[cm/s]
M_s	Masse des résidus secs	[g]
M_h	Masse des résidus humides	[g]
m_v	Coefficient de changement de volume	[MPa^{-1}]
N	Indice de pénétration standard	[-]
N_{liq}	Nombre de cycles à la liquéfaction	[-]
P	Densité de pulpe	[%]
p'	Contrainte moyenne effective (2D)	[kPa]
q	Contrainte de cisaillement	[kPa]
q_c	Résistance en pointe	[kPa]
$q_{rehaussement}$	Charge appliquée sur les résidus lors d'un rehaussement	[kPa]
R_c	Rayon de l'éprouvette après consolidation	[cm]

S_r	Degré de saturation	[%]
S_u	Résistance au cisaillement non drainé	[kPa]
$S_{u,v}$	Résistance au cisaillement non drainé au scissomètre	[kPa]
$S_{u,v}$(liq)	Résistance au cisaillement non drainé résiduelle au scissomètre	[kPa]
T	Facteur temps	[-]
T	Température	[°C]
t	Temps	[min]
u	Pression interstitielle	[kPa]
Δu	Variation de la pression interstitielle	[kPa]
V_0	Volume initial de l'éprouvette	[cm^3]
ΔV_c	Volume d'eau expulsé de l'éprouvette	[cm^3]
ΔV	Variation de volume	[cm^3]
$\Delta V/V_0$	Déformation volumique	[-]
V_s	Vitesse d'onde de cisaillement	[m/s]
V_s	Volume de solides	[cm^3]
V_{s1}	Vitesse d'onde de cisaillement normalisée	[m/s]
w	Teneur en eau	[%]
w_0	Teneur en eau initiale (en place)	[%]
w_l	Limite de liquidité	[%]
w_{opt}	Teneur en eau optimale	[%]
w_p	Limite de plasticité	[%]
ε_1	(Rapport de) Déformation axiale	[-]
ε_{ax}	(Rapport de) Déformation axiale	[-]
ε_{rad}	(Rapport de) Déformation radiale	[-]

ϕ	Angle de frottement interne (en contraintes totales)	[°]
ϕ'	Angle de frottement interne effectif	[°]
ϕ_{cv}	Angle de frottement à volume constant	[°]
ρ	Masse volumique totale	[kg/m^3]
ρ_d	Masse volumique sèche	[kg/m^3]
ρ_w	Masse volumique de l'eau	[g/mL]
σ	Contrainte totale	[kPa]
σ'	Contrainte effective	[kPa]
σ_1	Contrainte principale majeure (axiale)	[kPa]
σ_3	Contrainte principale mineure (confinement)	[kPa]
σ_c	Contrainte de confinement	[kPa]
$\Delta\sigma_c$	Variation de la contrainte de confinement	[kPa]
σ_D	Contrainte déviatorique	[kPa]
σ'_h	Contrainte horizontale effective	[kPa]
σ'_m	Contrainte moyenne effective (3D)	[kPa]
σ_N	Contrainte normale	[kPa]
σ'_p	Contrainte de préconsolidation	[kPa]
σ'_v	Contrainte verticale effective	[kPa]
τ	Résistance au cisaillement	[kPa]
ψ	Paramètre d'état	[-]
ψ'	Angle de l'état stationnaire	[°]
ψ_a	Valeur d'entrée d'air	[kPa]
ψ_r	Valeur de succion résiduelle	[kPa]

γ	Angle de la transformation de phase	[°]
γ_d	Poids volumique sec	[kN/m^3]
γ_w	Poids volumique de l'eau	[kN/m^3]

ASTM	American Society for Testing and Materials
AP	Pluviation à sec (*Air Pluvation*)
CPT	Essai de pénétration au cône (*Cone Penetration Test*)
CRR	Rapport de résistance cyclique (*Cyclic Resistance Ratio*)
CES	Courbe d'état stationnaire
CSR	Rapport de contrainte cyclique (*Cyclic Stress Ratio*)
DMA	Drainage minier acide
DNC	Drainage neutre contaminé
ES	État stationnaire
IRME	Institut de recherche en mines et environnement
IU	État d'instabilité non drainé
MASW	Analyse modale des ondes de surface (*Modal Analysis of Surface Waves*)
MMASW	Analyse multimodale des ondes de surface (*Multimodal Analysis of Surface Wave*)
MT	Compactage humide (*Moist Tamping*)
NP	Non plastique
PIB	Produit intérieur brut
P-RAT	Technique de l'anneau piézo-électrique (*Piezoelectric Ring-Actuator Technique*)
QS	État quasi-stationnaire
SASW	Analyse spectrale des ondes de surface (*Spectral Analysis of Surface Waves*)
SCPT	Essai de pénétration au cône séismique (Seismic *Cone Penetration Test*)

SPT	Essai de pénétration standard (*Standard Penetration Test*)
SD	Dépostion en boue (*Slurry Deposition*)
OCR	Rapport de surconsolidation
TP	Transformation de phase
TxSS	Appareil de cisaillement simple triaxial (*Triaxial Simple Shear Apparatus*)
UQAT	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue
USCS	Système de classification unifiée des sols (*Unified Soil Classification System*)
WP	Pluviation dans l'eau (*Wet Pluviation*)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Préparation des matériaux 169

Annexe B – Granulométrie des matériaux 170

Annexe C – Densité Relative 179

Annexe D – Proctor Modifié 185

Annexe E – Masse volumique minimale (e_{max}) 195

Annexe F – Essais triaxiaux en compression non drainée – Polytechnique Montréal 198

Annexe G – Essais triaxiaux et oedométriques avec V_s – Université de Sherbrooke 244

Annexe H – Preuve de soumission article 1 285

Annexe I – Preuve de soumission de l'article 2 287

Annexe J – Méthodes de Casagrande et Taylor 289

Annexe K – V_s associés à σ'_m, σ'_v et l'indice des vides 324

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'industrie minière est un acteur important de l'économie canadienne pour la création d'emplois et pour sa contribution au PIB. Cependant, ces aspects positifs sont amoindris par l'ampleur de la production de rejets solides qui peuvent grandement nuire à l'environnement. Ceux-ci sont principalement composés de roches stériles et de résidus de concentrateur. La gestion de ces rejets représente depuis longtemps l'un des plus grands défis de l'industrie minière.

La mentalité de l'industrie a grandement évolué au cours des dernières décennies, alors qu'auparavant la rupture d'une digue de parc à résidus était considérée comme un risque acceptable. Ce n'est plus le cas depuis plusieurs années (Aubertin et al., 2002b, 2011). La rupture d'une digue de parc à résidus peut causer le relâchement de résidus (liquéfiés ou érodés) et entraîner des conséquences sévères incluant des pertes de vie ainsi que des dommages environnementaux et aux infrastructures. L'image de l'industrie minière est entachée à chaque défaillance, ce qui rend les parties prenantes plus prudentes.

Néanmoins, des ruptures de digues arrivent encore trop souvent, avec des conséquences parfois sévères (Davies et al., 2000; ICOLD, 2001; Davies, 2002; Azam et Li, 2010). La majorité des conséquences sont associées avec l'écoulement des résidus (ICOLD, 2001). Par exemple, la rupture du parc à résidus de la mine Mount Polley (Colombie-Britannique) en 2014 a déversé environ 24,4 millions de mètres cubes de résidus et d'eau contaminée dans l'environnement (Moore, 2015; Morgenstern et al., 2015; WISE, 2016). En 2015, la liquéfaction de résidus sous une digue aurait causé la rupture du parc à résidus Fundão au Brésil, ce qui a libéré 32 millions de mètres cubes dans l'environnement pour entraîner la mort de plusieurs personnes, détruire la ville de Bento Rodrigues et contaminer sévèrement le fleuve Rio Doce qui servait d'eau potable pour plus de 280 000 personnes (da Fonseca et da Fonseca, 2016; Morgenstern et al., 2016; WISE, 2016).

Les résidus de mines en roches dures sont composés typiquement d'un mélange de silt et de sable sans cohésion; ils sont déposés sous forme lâche et saturée dans les parcs à résidus. Étant donné que les résidus ont une faible conductivité hydraulique (Aubertin et al., 2002b), la dissipation des pressions interstitielles se fait très lentement. Lorsqu'il y a un chargement trop rapide (comme pour la construction d'un rehaussement de digue en amont) ou une perte de confinement (suite au déplacement ou à la rupture d'une digue), il y a une redistribution des contraintes dans les résidus.

À l'atteinte de l'état stationnaire, les résidus perdent leur résistance au cisaillement et des déformations très grandes se produisent. Ce phénomène s'appelle la liquéfaction statique.

Il est possible de répertorier plusieurs cas de rupture avec de graves conséquences engendrées par la liquéfaction statique dans la littérature tel que les cas de la mine Merriespruit en Afrique du Sud en 1994 (Fourie et al., 2001; Fourie et Papageorgiou, 2001) et la mine Aznalcollar (Los Frailes) en Espagne en 1998 (Davies, 2002).

À l'aide d'essais sur le terrain (in situ) et d'essais en laboratoire, il est possible d'estimer le comportement des résidus actuels et projetés. Les essais sur le terrain permettent d'évaluer les conditions actuelles en place des résidus, tandis que les essais en laboratoires permettent d'observer le comportement des résidus à différents moments au cours de leur cycle de vie dans les parcs à résidus.

Parmi les essais en laboratoire, l'essai de compression triaxiale permet de simuler certaines conditions dans un parc à résidus. Entre autres, il permet d'appliquer différentes contraintes de confinement pour reproduire les contraintes sur le terrain et d'appliquer ou mesurer les pressions d'eau dans l'éprouvette pour observer l'évolution des pressions interstitielles. Ensuite, il est possible d'extraire plusieurs données comme la courbe de consolidation et le cheminement des contraintes pour évaluer le comportement général.

Quelques auteurs (Amini et Qi, 2000; Vaid et Sivathayalan, 2000; Wijewickreme et al., 2005) ont démontré que la méthode de préparation de l'éprouvette pouvait grandement influencer les résultats. Xia et Hu (1991) ont aussi montré que l'utilisation de la contrepression pour saturer une éprouvette (par contrepression) pouvait avoir un effet sur la résistance à la liquéfaction cyclique. Pour remédier à cette problématique, Poncelet (2012) a développé et appliqué un protocole de laboratoire pour préparer une éprouvette saturée afin d'en étudier le potentiel de liquéfaction des résidus miniers. Cette méthode permet de simuler la déposition hydraulique dans les parcs à résidus tout en assurant la saturation de l'éprouvette sans avoir recours à une contrepression.

Les essais sur le terrain communément utilisés pour évaluer les propriétés et le comportement des résidus in situ incluent les essais SPT (essai de pénétration standard) et CPT (essai de pénétration au cône) (McCarthy, 2007). Le SPT est un essai relativement simple, mais peu précis, qui sert souvent à caractériser les sols granulaires. Pour les sols lâches et saturés, l'essai CPT est souvent plus approprié même s'il provoque des perturbations locales et le développement de pressions

interstitielles en excès qui peuvent nuire à l'évaluation des propriétés (Bowles, 1996; McCarthy, 2007). Des mesures des vitesses d'onde de cisaillement (V_s) peuvent également être faites sur le terrain à partir de la surface, entre des trous de forages ou durant les essais CPT (SCPT). La portion du sol caractérisée n'est pas dérangée par la mesure (Bowles, 1996; Karray et al., 2010, 2011; Tokeshi et al., 2013). L'utilisation des vitesses d'ondes de cisaillement (V_s) comporte divers avantages potentiels (Seed et al., 1983; Stokoe et al., 1988; Dobry, 1989; Tokimatsu and Uchida, 1990; Andrus and Stokoe II, 2000) et elle permet d'estimer l'état d'un sol lâche et saturé (comme les résidus).

La technique de l'anneau piézo-électrique (P-RAT) (Karray et al., 2015) dans une cellule œdométrique permet aussi d'évaluer la réponse des matériaux. L'intégration de ces capteurs dans une cellule triaxiale permet de mesurer les valeurs de V_s pour différents indices des vides et états des contraintes (aussi en cellule œdométrique). Ces mesures de V_s pourraient aider à mieux évaluer la réponse des résidus et aider à prévenir la liquéfaction des résidus.

L'objectif général de ce projet est de développer une méthode pour caractériser le comportement des résidus miniers en relation avec la liquéfaction statique. On vise aussi à établir une corrélation entre les mesures obtenues sur le terrain et le comportement de laboratoire. Les objectifs spécifiques consistent à:

1. Caractériser les propriétés de base des résidus de la mine Canadian Malartic.
2. Caractériser les résidus avec des mesures de V_s en laboratoire.
3. Évaluer le comportement des résidus consolidés sous un chargement représentatif d'une digue construite par la méthode amont et lors d'une perte de confinement.
4. Déterminer le potentiel de liquéfaction statique lors d'un chargement non drainé et lors d'une perte de confinement pour des résidus consolidés avec mesures de V_s.

Ce mémoire par article contient principalement sept chapitres. Tout d'abord, le Chapitre 1 présente l'introduction, qui rappelle quelques concepts de base. Le Chapitre 2 développe la revue des connaissances et des pratiques actuelles. Il présente l'origine des rejets miniers et leur entreposage, les méthodes de caractérisation en laboratoire et sur le terrain et le concept de la liquéfaction. Subséquemment, le Chapitre 3 présente la caractérisation des résidus de la mine Canadian Malartic, la méthodologie employée pour les essais et le plan de travail pour déterminer le potentiel de

liquéfaction. Le Chapitre 4 porte sur un premier article de revue ayant comme sujet le comportement des résidus sous essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées et sur l'effet d'une perte de confinement. Le Chapitre 5 porte sur un deuxième article de revue qui traite de la caractérisation des résidus de la mine Canadian Malartic par la mesure de vitesses d'onde de cisaillement. Le Chapitre 6 présente et analyse les paramètres de consolidation des résidus miniers de la mine Canadian Malartic. Il discute aussi de l'ensemble des résultats du mémoire et de l'utilisation de ceux-ci. Finalement, le Chapitre 7 récapitule les principaux résultats et formule des recommandations pour de futures études. Les annexes qui suivent présentent des résultats et informations complémentaires.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Cette revue de littérature présente les éléments nécessaires pour comprendre le sujet de recherche traité dans ce mémoire. Elle présente les caractéristiques et le comportement des rejets miniers, avec une emphase sur les résidus miniers. Elle décrit aussi comment les résidus miniers sont stockés en surface dans les parcs et les défis qui y sont associés. Diverses méthodes de caractérisation et d'évaluation du comportement des résidus miniers sur le terrain et en laboratoire sont présentées. Le comportement géotechnique des résidus miniers, incluant la liquéfaction, est abordé surtout à partir d'essais de compression triaxiale et d'études de cas.

2.1 La gestion des rejets miniers

2.1.1 Les résidus miniers

Les rejets de concentrateurs, appelés résidus miniers (ou résidus), constituent le matériau étudié dans ce projet de recherche. Afin d'extraire le concentré de minerai, la roche doit être concassée et broyée en un matériau fin. La matière ayant une valeur économique est extraite par processus de séparation et la partie restante représente les solides des résidus. Ceux-ci sont usuellement transportés sous forme de pulpe aux parcs à résidus et déposés hydrauliquement, d'où leur état initialement lâche et saturé. Une portion des résidus est parfois utilisée dans les mines souterraines afin de remblayer les chantiers qui ont été exploités.

La consolidation des résidus se fait relativement lentement, car leur conductivité hydraulique est faible et leur teneur en eau initiale est élevée (Aubertin et al., 2002b; Essayad, 2015). La faible conductivité hydraulique et le mauvais drainage peuvent faire augmenter les pressions interstitielles dans les résidus durant la déposition. La déposition hydraulique en différents points fait en sorte que les résidus peuvent subir une ségrégation avec une fraction grossière près des points de déposition et une fraction plus fine aux points plus bas dans les parcs à résidus (Vick, 1990; Bussière, 2007). Ce mode de déposition engendre aussi des caractéristiques hétérogènes et anisotropes (Aubertin et al., 2002a).

Les propriétés physiques, la granulométrie et la densité relative des grains peuvent varier grandement en fonction de la roche-mère (Vick, 1990). Ce projet de recherche porte sur les rejets

d'une mine de roches dures. Ce type de résidus est typiquement composé de particules qui varient entre la taille du silt à un sable fin.

Les caractéristiques des résidus de roches dures déposés hydrauliquement font en sorte que ce matériau est hautement susceptible à la liquéfaction, ce qui peut causer des conséquences graves pour la stabilité des ouvrages et l'impact sur l'environnement.

2.1.1.1 Propriétés physiques de base

Les propriétés des résidus de mines de roches dures, plus particulièrement de mine d'or, seront traitées dans ce mémoire. Plusieurs travaux tels ceux de Qiu et Sego (2001), Bussière (2007), L-Bolduc (2012), Poncelet (2012), Contreras Romero (2013) et Essayad (2015) ont portés sur les propriétés physiques (géotechniques) des résidus miniers de roches dures. Qiu et Sego (2001) ont caractérisé plusieurs résidus en fonction de la roche mère. Bussière (2007) a résumé les propriétés des résidus de roches dures de mines canadiennes et québécoises. Les travaux de L-Bolduc (2012), Poncelet (2012), Contreras Romero (2013) et Essayad (2015) ont porté sur les résidus de la mine Canadian Malartic (anciennement appelé mine Osisko). Les résidus étudiés dans ce mémoire proviennent de cette même mine.

Le tableau 2-1 résume les propriétés rapportées par différents auteurs. Ces diverses propriétés seront revues plus en détail dans les prochaines sections. Il y a des variations entre les valeurs présentées par les différents auteurs pour les résidus de mines de roches dures. Qiu et Sego (2001) ont obtenu des valeurs parfois différentes des propriétés pour un même type de roches dures. Les propriétés fournies par différents auteurs sur les résidus de la mine Canadian Malartic sont aussi variables. Certaines différences entre les valeurs des propriétés, comme celles liées à la consolidation, peuvent être attribuées aux types d'essais et différentes méthodes de déposition ou préparation des éprouvettes. Les variations entre les valeurs peuvent être aussi reliées à la granulométrie comme expliquée dans la prochaine section.

Tableau 2-1: Caractéristiques géotechniques typiques des résidus miniers de mines de roches dures (rapportées par divers auteurs).

Propriétés	**Unités**	**Qiu et Sego (2001)**	**Bussière (2007)**		**L-Bolduc (2012)**	**Contreras Romero (2013)**	**Essayad (2015)**
Minerai		Or					
Origine		Roches dures	Canada	Québec	Canadian Malartic		
Densité relative des grains (D_r)	-	3,17	2,6 à 2,9 (Quartz) 2,9 à 4,5 (Sulfureux)		2,75	2,73	2,76
Angle de frottement interne effectif (ϕ')	°	33	30 à 42		-	36,8	-
Cohésion effective (c')	kPa	0	0		-	0	-
Angle de frottement interne en contraintes totales (ϕ)	°	-	14 à 25		-	-	-
Cohésion (c)	kPa	-	0-100		-	-	-
Diamètre des grains par 10% passant (D_{10})	µm	5	1 à 4	0,9 à 6	1,3 à 3	2,2 à 3	4,6
Diamètre des grains par 60% passant (D_{60})	µm	54	10 à 50	10 à 80	18 à 19	20 à 25	37
Coefficient d'uniformité (C_U) = D_{60}/D_{10}	-	11	8 à 18	10 à 30	6 à 15	8 à 9	7
Limite de liquidité (w_l)	%	NP	<40		NP	NP	NP
Limite de plasticité (w_p)	%	NP	0 à 15		NP	NP	NP
Fraction de la taille des argiles et colloïdes (< 2 µm)	%	5,3	5 à 14	4 à 20	7 à 13	7 à 9	3 à 5
Fraction de particules fines (< 75 µm)	%	81,3	70 à 97	60 à 100	100	100	95
Classification unifiée (USCS)	-	ML	ML	ML/SM	ML	ML	ML
Teneur en eau optimale (w_{opt}) au compactage	%	-	10 à 20		16,2 à 16,5	15,0 à 16,1	-

Tableau 2-1 (suite et fin): Caractéristiques géotechniques typiques des résidus miniers de mines de roches dures (rapportées par divers auteurs).

Propriétés	**Unités**	**Qiu et Sego (2001)**	**Bussière (2007)**		**L-Bolduc (2012)**	**Contreras Romero (2013)**	**Essayad (2015)**
Poids volumique maximal sec ($\gamma_{d\ max}$) après compactage	kN/m^3	-	14,6 à 20,1		16,8 à 17,0	17,7 à 17,4	-
Indice des vides minimal (e_{min})	-	-	-		0,59 à 0,61	0,54 à 0,56	-
Poids volumique minimal ($\gamma_{d\ min}$) des résidus lâches	kN/m^3	-	-		-	10,3 à 10,7	-
Indice des vides maximal (e_{max})	-	-	-		-	1,60 à 1,51	-
Indice des vides (e_0) en place	-	1,05	0,5 à 1,5		0,87 à 1,08	1,01 à 1,04	0,82 à 1,00
Indice de compression (C_c)	-	0,08 à 0,15	0,05 à 0,3		0,003 à 0,31	0,05 à 0,42	0,02 à 0,56
Indice de recompression (C_r)	-	-	0,003 à 0,03		-	-	0,013 à 0,024
Coefficient de compressibilité (a_v)	MPa^{-1}	-	-		0,09 à 22	0,14 à 0,34	0,09 à 180
Coefficient de changement de volume (m_v) = $a_v/(1+e_0)$	MPa^{-1}	0,29 à 163	-		0,43 à 11	-	0,06 à 92
Coefficient de consolidation (c_v)	cm^2/s	0,004 à 0,025	0,001 à 0,1	0,1 à 100	0,01 à 3	0,63 à 0,77	0,02 à 6,6
Conductivité hydraulique saturée (k_{sat})	cm/s	3x10^{-5} à 7x10^{-5}	10^{-2} à 10^{-4}	10^{-4} à 10^{-6}	1x10^{-5} à 4x10^{-5}	-	9x10^{-6} à 1x10^{-4}
Valeur d'entrée d'air (ψ_a)	kPa	6	10 à 70	5 à 12,5	-	-	-
Valeur de succion résiduelle (ψ_ρ)	kPa	-	550 à 800	<300	-	-	-

2.1.1.2 Granulométrie, forme des particules et classification

La taille des grains et leur distribution granulométrique influencent plusieurs propriétés telles que la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) et l'angle de frottement interne (ϕ). Les résidus de roches dures (comme ceux des mines d'or du Bouclier canadien) ont habituellement une granulométrie

allant de la taille des silts aux sables fins (tableau 2-1). Dans le cas des résidus de la mine Canadian Malartic, entre 95% et 100% des résidus produits dans les premières années sont fins (< 75 µm) (L-Bolduc, 2012; Poncelet, 2012; Contreras Romero, 2013; Essayad, 2015). Les résidus de diverses mines d'or québécoises incluent entre 70% et 97% de particules fines (Bussière, 2007).

La figure 2-1 montre diverses courbes granulométriques pour des résidus de mines de roches dures québécoises (Bussière, 2007) et celles des résidus de la mine Canadian Malartic (L-Bolduc, 2012; Contreras Romero, 2013; Essayad, 2015). Cette figure montre que la granulométrie des résidus de roches dures est variable d'une mine à l'autre, avec des D_{10} et D_{60} variant respectivement entre 0,9 et 6 µm et entre 10 et 80 µm. Les courbes sont étalées avec des valeurs de coefficient d'uniformité ($C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$) entre 10 et 30. Les granulométries comportent entre 0 et 40% de particules sableuses (> 75 µm). Les différences entre les courbes granulométriques peuvent être expliquées notamment par les différentes méthodes de concassage et broyage employées pour extraire le minerai.

Certaines différences sont observées pour les courbes granulométriques des résidus prélevés en 2012 et 2015 à la mine Canadian Malartic (figure 2-2b, c et d). Ces courbes granulométriques semblent devenir plus grossières avec les années. Le D_{10} prend des valeurs entre 1 et 5 µm, alors que le D_{60} est évalué entre 18 et 37 µm, respectivement pour 2012 et 2015. Les courbes de L-Bolduc (2012) montrent une fraction de la taille des argiles et colloïdes (< 2 µm) allant jusqu'à 13%; elle est de 3% pour Essayad (2015). Les résidus caractérisés par ce dernier comportaient 5% de sable contrairement à L-Bolduc (2012) et Contreras Romero (2013) qui n'en contenaient pas. Comme on le verra plus loin dans le mémoire, les résidus étudiés ici sont plus grossiers.

Les particules de résidus sont de forme angulaire à la suite du concassage. Vaid et al. (1985) ont démontré qu'un résidu sableux angulaire a une meilleure résistance au cisaillement qu'un sable arrondi de granulométrie similaire pour des contraintes effectives de confinement (σ'_c) inférieures à environ 200 kPa. Pour des contraintes plus grandes, la résistance des résidus dépend aussi de la résistance des grains (qui peuvent être écrasés).

Tel qu'indiqué au tableau 2-1, les résidus de roches dures sont non plastiques (NP) ou montrent une limite de plasticité (w_p) inférieure à 15 % (Bussière, 2007). Aubertin et al. (2011) mentionnent que les rejets de concentrateurs possèdent un indice de plasticité (I_P) souvent inférieur à 10 %. Cet indice de plasticité et la limite de liquidité (w_l) varient en fonction de la présence de particules

argileuses (<2 µm), qui sont en faible quantité dans les résidus de mines d'or. Les résidus de roches dures sont généralement classés comme des silts sableux (ML) non plastique selon le système de classification unifiée des sols (USCS) .

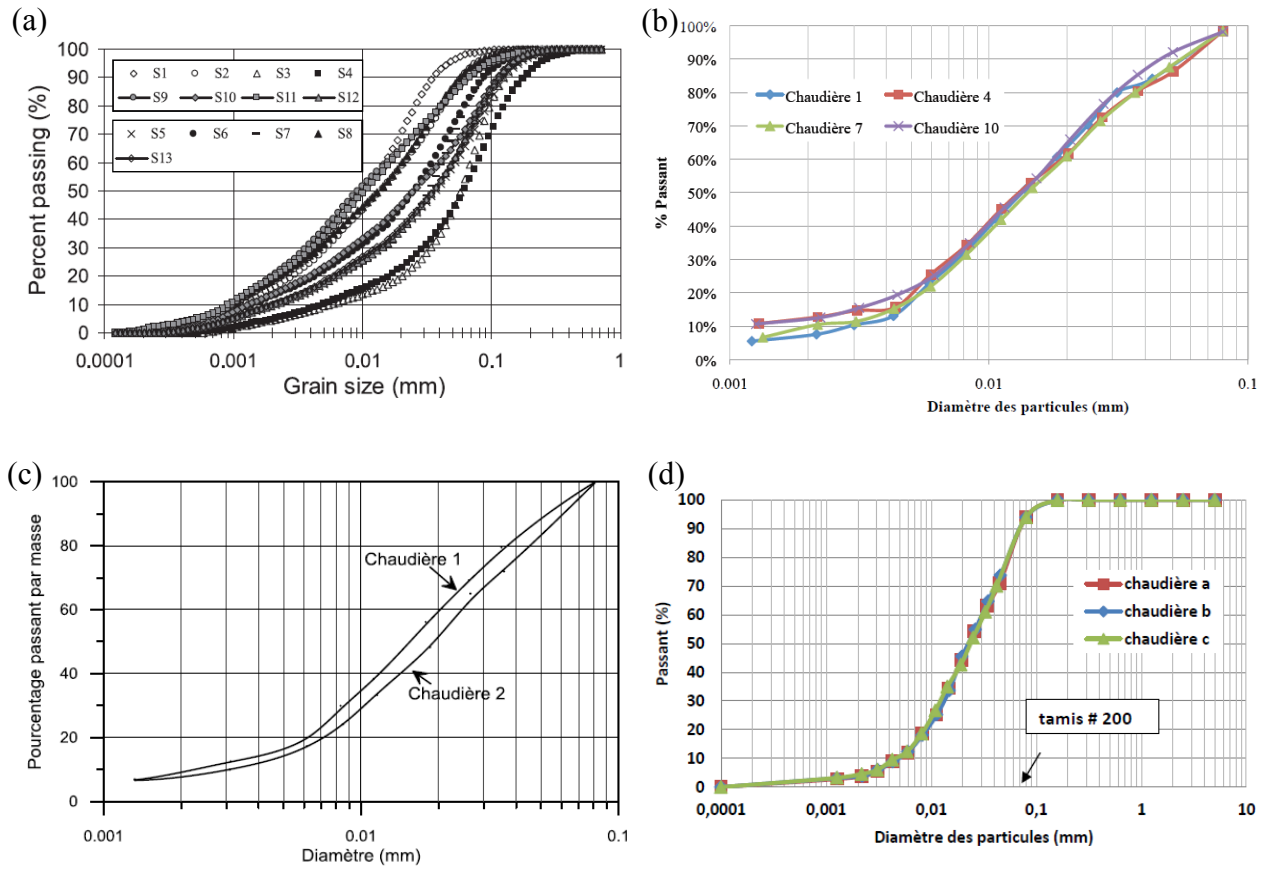


Figure 2-1: Granulométrie de résidus miniers: (a) de mines de roches dures (adaptée de Bussière, 2007); mine Canadian Malartic selon (b) L-Bolduc (2012); (c) Contreras Romero (2013); (d) Essayad (2015).

2.1.1.3 Densité relative des grains, indice des vides et indice de densité

La densité relative des grains (D_r) des résidus de la mine Canadian Malartic se situe communément entre 2,73 et 2,76 (tableau 2-1). La densité relative des résidus de roches dures se situe généralement entre 2,6 et 2,9, mais peut parfois aller jusqu'à 4,5; les valeurs de D_r très élevées sont

liées à leur composition minérale (présence de métaux lourds). James (2009) a obtenu une valeur de D_r moyenne de 3,88 pour les résidus de la mine polymétallique LaRonde (Québec).

L'indice des vides (e) varie en fonction de divers facteurs, incluant la granulométrie, l'angularité des particules, l'état des contraintes et l'âge du dépôt. L'indice des vides en place (e_0) est souvent entre 0,82 et 1,08 (tableau 2-1), mais peut grandement varier en laboratoire en fonction de la méthode de reconstitution des éprouvettes et la teneur en eau initiale (w_0) (Aubertin et al., 1996; Blight, 2003; Bussière, 2007; Essayad et al., 2016). L'indice des vides minimal (e_{min}), qui correspond à l'état le plus dense des résidus, est habituellement obtenu à l'aide d'essais sur table vibrante (ASTM D-4253-16). Il peut aussi être obtenu par l'essai Proctor modifié qui consiste à compacter mécaniquement les résidus humides (ASTM D1557-12). Dans ce dernier cas, la teneur en eau optimale (w_{opt}) est généralement entre 10 et 16,5% pour les résidus miniers de la mine Canadian Malartic; la masse volumique (ou densité) maximale correspond alors à un indice des vides minimal (e_{min}) entre 0,54 et 0,61 (Proctor modifié). L'indice des vides maximal (e_{max}), qui correspond à l'état le plus lâche du matériau, se situe usuellement entre 1,51 et 1,60, suite à la déposition d'un résidu sec et lâche dans un moule de volume connu (ASTM D-4254-16).

L'indice de densité I_D (%) permet de représenter l'état d'un sol (ou résidu) par rapport à ses états les plus lâche et dense. Cet indice est représenté par l'équation suivante (Holtz et Kovacs, 1991):

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{\min}} \times 100 \qquad (2\text{-}1)$$

Cet indice (I_D) se situe usuellement entre 30 et 50% pour les résidus dans les parcs à résidus (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a), ce qui correspond à un état très lâche à lâche.

2.1.1.4 Résistance au cisaillement

La résistance à la rupture en cisaillement τ (kPa) peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb (Holtz et Kovacs, 1991; Ishihara, 1996; Mitchell et Soga, 2005), en fonction de la

contrainte effective normale σ'_N (kPa), l'angle de frottement interne effectif ϕ' (°), et la cohésion intrinsèque effective c' (kPa):

$$\tau = \sigma'_N \tan(\phi') + c' \qquad (2\text{-}2)$$

La valeur de la cohésion effective (c') est usuellement nulle, car les résidus de mines de roches dures sont non plastiques et non cohérents (pulvérulents). Aubertin et al. (2011) mentionnent que l'angle de frottement interne effectif (ϕ') varie souvent entre 33° et 41° pour la fraction grossière (sable), alors qu'elle est usuellement de 30° à 37° pour la fraction fine. Ces valeurs concordent avec celles présentées par d'autres auteurs (tableau 2-1) et avec la revue synthèse présentée par Bussière (2007). Ce dernier mentionne aussi que l'angle de frottement interne effectif (ϕ') des résidus peut être jusqu'à 6° plus élevé que celui des sols naturels de même granulométrie à cause de l'angularité des particules. Lorsque soumis à des chargements non drainés, l'angle de frottement interne (ϕ) est plus faible qu'en contraintes effectives, avec des valeurs ϕ se situant entre 14° et 25° (tableau 2-1) (Vick, 1990; Bussière, 2007; Aubertin et al., 2011).

L'angle de frottement interne effectif peut diminuer lorsque la contrainte effective augmente. Tel qu'expliqué par Vick (1990), ce phénomène est surtout occasionné par l'écrasement des aspérités des particules angulaires qui sont soumises à des contraintes plus élevées aux points de contact.

2.1.1.5 Paramètres de consolidation

L'indice de compression C_c (sans unité) représente la pente de la portion vierge de la courbe de consolidation exprimée en terme d'indice des vides (e) et du logarithme de la contrainte effective σ' (kPa) (Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016).

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta log \sigma_v'} = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}} \quad (2\text{-}3)$$

où les indices des vides e_1 et e_2 correspondent aux contraintes σ'_1 et σ'_2.

La valeur de l'indice de compression C_c des résidus miniers peut osciller entre 0,003 et 0,56. L'indice de compression des résidus de roches dures se situe entre 0,05 et 0,30 selon Bussière (2007). Aubertin et al. (2011) mentionnent que pour les résidus avec une forte proportion de particules fines (< 75 µm), C_c varie entre 0,10 et 0,30, alors qu'il varie entre 0,05 et 0,15 lorsqu'il y a présence de particules plus grossières. Cet indice C_c est plus élevé lorsque l'indice des vides initial (e_0) est plus grand (Bussière, 2007). L'indice de recompression (C_r), qui représente la portion de rechargement et de reconsolidation lors d'essais de consolidation, varie usuellement entre 0,003 à 0,03 (Bussière, 2007).

Le coefficient de compressibilité a_v (kPa^{-1}) est une autre façon de représenter la courbe de consolidation, mais en échelle arithmétique (Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016):

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v'} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2' - \sigma_1'} \quad (2\text{-}4)$$

L-Bolduc (2012), Contreras Romero (2013) et Essayad (2015) ont obtenu des valeurs de a_v très variables. Le coefficient de compressibilité minimal est de 0,09 MPa^{-1} alors que la valeur maximale peut parfois atteindre 180 MPa^{-1} (tableau 2-1). Ces mesures confirment une tendance usuelle, avec une valeur de a_v qui diminue lorsque la contrainte augmente (ou l'indice des vides diminue) (McCarthy, 2007).

Le coefficient de changement de volume m_v (kPa^{-1}) représente le rapport entre l'indice des vides normalisé ($\Delta e\ (1+ e_o)^{-1}$) et la contrainte verticale ($\Delta\sigma'_v$). Il peut aussi être relié au coefficient de compressibilité (a_v) par l'équation suivante (Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016):

$$m_v = -\frac{1}{\Delta\sigma'_v}\frac{\Delta e}{(1+e_0)} = \frac{a_v}{1+e_0} = \frac{1}{E_{oed}} \tag{2-5}$$

où E_{oed} représente le module œdométrique.

Le coefficient de changement de volume (m_v) varierait entre 0,06 et 163 MPa^{-1} pour ce type de résidus miniers (L-Bolduc, 2012; Essayad, 2015).

Le coefficient de consolidation c_v (cm^2/s) peut être obtenu expérimentalement avec les méthodes de Casagrande (1938) et Taylor (1948). Sa valeur se situe entre 0,001 et 0,1 cm^2/s pour les résidus fins (tableau 2-1) (Bussière, 2007; L-Bolduc, 2012; Contreras Romero, 2013; Essayad, 2015) et elle peut être supérieure à 0,1 cm^2/s pour les résidus plus grossiers (Aubertin et al., 2011).

Ces derniers paramètres de consolidation varient avec la méthode de reconstitution des éprouvettes et de la teneur en eau initiale (w_0) (Holtz et Kovacs, 1991; Aubertin et al., 1996; Blight, 2003; Bussière, 2007; Essayad et al., 2016).

2.1.1.6 Conductivité hydraulique saturée et paramètres en conditions non saturés

La conductivité hydraulique saturée k_{sat} (cm/s) est le paramètre qui contrôle le drainage et qui peut affecter la dissipation des pressions interstitielles (u). La granulométrie et l'indice des vides jouent un rôle important sur la valeur de la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) (Aubertin et al., 1996; Qiu et Sego, 2001; Essayad, 2015). La conductivité hydraulique saturée des résidus miniers se situe habituellement autour de 10^{-3} et 10^{-6} cm/s pour les fractions grossières et fines respectivement (Aubertin et al., 2011). Lorsque des fractions grossières et fines sont mélangées, une valeur moyenne proche de 10^{-5} cm/s est souvent observée, comme l'illustre les valeurs mesurées pour les résidus de la mine Canadian Malartic (tableau 2-1). La conductivité hydraulique peut être anisotrope dans les parcs à résidus à cause du mode de déposition qui produit des lentilles et strates de résidus de granulométries et degrés de consolidation différents. La conductivité hydraulique moyenne in situ peut alors être de 10 à 100 fois plus grande horizontalement que verticalement (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a, 2011).

La conductivité hydraulique saturée k_{sat} (cm/s) peut être mesurée directement (divers essais) ou estimée à partir du coefficient de consolidation c_v (cm^2/s), en tenant compte du coefficient de changement de volume m_v (kPa^{-1}) et du poids volumique de l'eau γ_w (kN/m^3), selon l'équation suivante (Holtz et Kovacs, 1991; McCarthy, 2007; Lade, 2016):

$$k_{sat} = c_v m_v \gamma_w \tag{2-6}$$

En conditions non saturées, la valeur de la conductivité hydraulique (k) varie avec la succion et le degré de saturation (S_r). Sur la courbe de rétention d'eau, la valeur d'entrée d'air (ψ_a) et la valeur de succion résiduelle (ψ_r) se situent respectivement entre 5 et 70 kPa et environ 300 et 800 kPa pour les résidus (Aubertin et al., 1998, 2003).

2.1.2 Les roches stériles et les haldes à stériles

Les roches stériles représentent la portion du massif rocheux extraite pour accéder au gisement de minerai dans les mines à ciel ouvert ou souterraine. Sans valeur économique, les roches stériles sont composées de particules angulaires avec une granulométrie très étalée allant de particules fines (silt) jusqu'à des blocs pouvant atteindre un mètre de coté (Aubertin et al., 2005).

Ces rejets sont accumulés sous forme d'empilements communément appelés haldes à stériles. Ces dernières peuvent couvrir une grande superficie (100 ha) et atteindre des hauteurs de 300 m, avec un volume de plus de 500 millions de mètres cubes (Bussière, 2007).

Ces haldes ont une stratigraphie qui varie selon le mode de déposition à cause de la ségrégation lors du déchargement des stériles et du compactage irrégulier causé par la circulation des équipements. Les pentes des haldes montrent souvent des couches de granulométrie grossière et d'autres de granulométrie plus fine (Aubertin et al., 2005). Il s'avère difficile de déterminer l'indice des vides, la conductivité hydraulique et l'indice de densité des stériles en place étant donné que la distribution des particules et des blocs est hétérogène. Les caractéristiques des roches stériles peuvent néanmoins être déterminées pour une gamme de diamètre maximal en laboratoire. L'indice

des vides (e) peut varier entre 0,25 et 0,40, alors que la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) peut varier de moins de 0,01 à plus de 0,1 cm/s (Peregoedova, 2012; Aubertin et al., 2013; Peregoedova et al., 2013, 2014).

Les haldes à stériles sont exposées aux intempéries incluant la pluie, l'infiltration, le ruissellement, la fonte de la neige ainsi que le vent. La porosité et la conductivité hydraulique sont parfois élevées dans ces ouvrages non saturés, ce qui laisse l'eau et l'oxygène entrer et circuler aisément pour réagir avec les minéraux sulfureux. Le drainage minier acide (DMA) et le drainage neutre contaminé (DNC) sont des problèmes importants pour l'industrie minière. Il s'avère cependant difficile de contrôler la génération de DMA ou de DNC dans les haldes (Aubertin et al., 2005, 2013; Bussière, 2007).

Les roches stériles montrent souvent un angle de déposition au repos entre 37° et 39° (Azam et al., 2009; Aubertin et al., 2013). La liquéfaction n'est usuellement pas possible dans ces matériaux vus qu'ils sont relativement rigides et perméables. Les ruptures des haldes sont assez rares et leurs conséquences sont moins sévères que pour les parcs à résidus.

Les roches stériles peuvent aussi servir à construire des inclusions dans les parcs à résidus, de façon à améliorer le drainage et la résistance géotechnique (James et al., 2017).

2.2 Les parcs à résidus

Les parcs à résidus sont des infrastructures de surface construites pour stocker des résidus miniers indéfiniment. Le transport des résidus sous forme de pulpe s'effectue usuellement par pompage (ou gravité) dans des conduites vers les bassins des parcs à résidus. Les grandes quantités d'eau utilisées pour l'extraction du minerai facilitent le transport, mais rendent les résidus saturés, lâches et compressibles. La densité de pulpe ($\mathrm{P}(\%) = \frac{1}{1+\mathrm{w}} \times 100$) des résidus varie entre 25% et 45% pour des résidus conventionnels, mais peut aller au-delà de 85% pour des résidus filtrés (Bussière, 2007; Aubertin et al., 2011).

Les parcs à résidus peuvent contenir plusieurs millions de mètres cubes et les digues peuvent atteindre une dizaine de kilomètres de long avec des hauteurs de plus de 100 m. La rupture de tels ouvrages survient encore trop souvent et les conséquences sont quelques fois dévastatrices.

L'historique des accidents est bien connu et certaines méthodes de construction sont à revoir (Aubertin et al., 2002b; Aubertin et al., 2011).

2.2.1 Méthodes de construction

Trois principales méthodes de construction existent pour les digues de parcs à résidus: la méthode amont, la méthode aval et la méthode de l'axe central (figure 2-2) (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a; Aubertin et al., 2011).

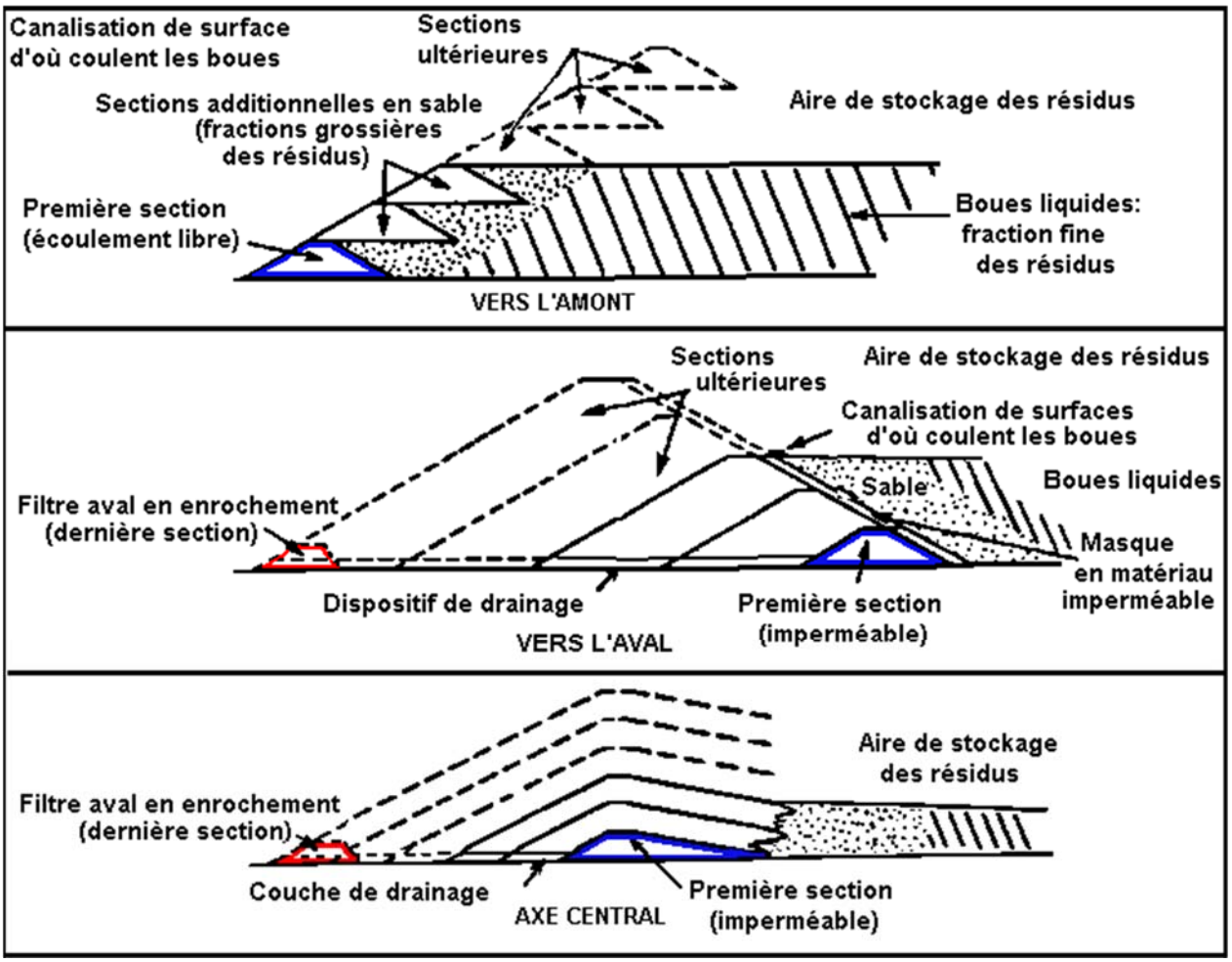


Figure 2-2: Méthodes de construction des digues retenant des résidus miniers (tiré de Aubertin et al., 2002a).

La méthode amont est la méthode la plus utilisée encore aujourd'hui, car elle est la plus économique. Cependant, c'est la méthode qui produit les digues les moins stables, avec le plus grand nombre de défaillances au cours des années, notamment lors de tremblements de terre. Ces digues sont construites en partie sur des résidus relativement fins, peu consolidés et instables déposés dans les étapes de constructions antérieures (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a, 2011). C'est la principale méthode de construction utilisée à la mine Canadian Malartic.

La méthode aval est la méthode la plus coûteuse, mais aussi la plus sécuritaire. Elle nécessite plus de matériaux que la méthode amont puisque la digue est construite en prolongeant la pente amont où se situent les points de décharges. L'un des avantages de cette méthode est qu'elle résiste mieux à la liquéfaction étant donné que la structure de la digue ne repose pas sur les résidus déposés dans le bassin (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a, 2011).

La méthode de l'axe central est intermédiaire entre les méthodes amont et aval. Elle nécessite moins de matériaux que la méthode aval et elle produit des digues plus stables que la méthode amont. La crête de la digue demeure sur le même axe, avec l'élévation qui augmente en fonction des rehaussements. La partie amont de la digue est construite en partie sur les résidus et la partie aval est construite comme la méthode aval (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a, 2011).

2.2.2 Les défis des parcs à résidus

2.2.2.1 Ruptures de digues

La rupture des digues de parcs à résidus est l'un des plus gros problèmes de l'industrie minière aux niveaux géotechnique et environnemental. La déposition hydraulique produit des résidus initialement lâches et saturés, qui subissent une consolidation lente. Ces résidus sont susceptibles de se liquéfier sous des charges statiques ou dynamiques (e.g. James et Aubertin, 2016). La rupture de ces ouvrages peut provoquer de graves conséquences comme des pertes de vie, des pertes économiques importantes, de grands dommages à l'environnement ainsi qu'aux infrastructures. L'effet de l'écoulement de volumes considérables de résidus liquéfiés est sans doute la composante la plus dévastatrice. Les accidents récurrents peuvent aussi ternir l'image de l'industrie (ICOLD, 2001; Aubertin et al., 2002b, 2011, Davies, 2002).

Plusieurs de ces problèmes sont dus à une mauvaise conception ou opération (comme le montrent plusieurs cas historiques). Les digues des parcs à résidus El Cobre au Chili en 1965 (Dobry et Alvarez, 1967), Merriespruit en Afrique du Sud en 1994 (Fourie et Papageorgiou, 2001; Morgenstern et al., 2015), Mount Polley au Canada en 2014 (Morgenstern et al., 2015) et Fundão au Brésil en 2015 (Morgenstern et al., 2016; Riveros et Sadrekarimi, 2017) ont cédé en raison d'un tremblement de terre, d'une crue majeure, d'une mauvaise caractérisation des matériaux de fondation et d'un mauvais système de drainage, respectivement.

Les ruptures causées par des pluies extrêmes représentaient environ 25% des défaillances avant l'an 2000 (Azam et Li, 2010), mais ce type de rupture représente plus récemment jusqu'à 40% des cas. Les changements climatiques pourraient contribuer aux éventuelles ruptures. À cet égard, les concepteurs doivent être encore plus vigilants et penser aux éventuels évènements extrêmes pour les conceptions futures, puisque les données statistiques enregistrées sont moins représentatives en raison de ces changements (Aubertin et al., 2002b, 2011; Benito et al., 2010).

2.2.2.2 Le drainage minier acide (DMA) et le drainage neutre contaminé (DNC)

L'historique des dommages à l'environnement soulève une autre problématique au niveau de la géochimie: le drainage minier acide (DMA) et le drainage neutre contaminé (DNC). Bussière (2007) rappelle que les résidus de roches dures sont particulièrement réactifs et peuvent générer du drainage minier acide en présence d'eau, d'oxygène et de minéraux sulfureux. Ces eaux acides résultent de l'oxydation des minéraux sulfureux. La baisse du pH, due à la génération d'ions H^+, et l'acidification de l'eau favorisent la libération de métaux. Le contact de cette eau acide contaminée de métaux lourds avec les écosystèmes peut engendrer des effets importants (Aubertin et al., 2002a).

Pour ce qui est du DNC, certains métaux lourds sont solubles à un pH neutre, comme le zinc, (Blowes et al., 2003) ce qui peut contaminer l'eau.

Pour éviter ce type de réaction, les résidus peuvent être maintenus saturés en eau pour limiter le contact avec l'oxygène, mais cela peut réduire grandement la stabilité géotechnique des digues de rétention (Aubertin et al., 2011). La protection des résidus par une couverture pour limiter

l'infiltration et la migration de l'oxygène peut conduire à une meilleure stabilité géotechnique que le recouvrement en eau (Bussière, 2007).

2.2.2.3 Le cycle de vie d'une mine

Le cycle de vie d'une mine comporte plusieurs étapes, dont la planification, l'opération, la fermeture ainsi que l'après-fermeture. Les trois premières étapes durent typiquement de 10 à 20 ans au Québec, alors que l'après-fermeture peut facilement aller au-delà d'une centaine d'années (Aubertin et al., 2002a).

La planification de la fermeture ne peut pas être négligée lors de l'exploitation, car les conséquences peuvent être majeures. Cette fermeture peut s'avérer difficile surtout en présence du drainage minier acide (DMA). Il peut s'avérer avantageux de restaurer le parc à résidus progressivement pour contrôler la génération de DMA. Toutefois, il faut du temps afin d'assurer une consolidation adéquate des résidus et leur stabilité. La fermeture doit être considérée dès le début du cycle de vie d'une mine, en impliquant les géochimistes et les géotechniciens. Les inclusions de roches stériles peuvent aider à accélérer le processus de restauration des sites (James, 2009; Jaouhar, 2012; L-Bolduc, 2012; James et al., 2013, 2017).

2.3 Caractérisation et évaluation du comportement des résidus

2.3.1 Essais in situ

Deux types d'essais sont typiquement utilisés dans la pratique pour caractériser et évaluer le comportement des sols (et des résidus miniers): l'essai de pénétration standard (SPT) et l'essai de pénétration au cône (CPT). Les résidus miniers ont un état très lâche et sans cohésion et il peut s'avérer difficile de bien caractériser et évaluer leur comportement à l'aide de ces essais in situ. La mesure des vitesses des ondes de cisaillement (V_s) constitue une autre technique de terrain qui permet de caractériser et d'évaluer le comportement des sols.

2.3.1.1 L'essai de pénétration standard (SPT)

Le SPT, *Standard Penetration Test* en anglais, est très utilisé en Amérique du Nord surtout pour les sables, les silts et les graviers sableux (Bowles, 1996; McCarthy, 2007). L'essai consiste à enfoncer un échantillonneur par battage à l'aide d'une masse (de 63,5 kg) et compter le nombre de coups (N) nécessaire pour qu'il s'enfonce de 30 cm. L'échantillonneur prélève alors des échantillons remaniés (Bowles, 1996; McCarthy, 2007). Divers facteurs de correction doivent être appliqués pour normaliser les résultats de l'essai (Seed et De Alba, 1986; Youd et al., 2001). Cet essai n'est pas suffisamment précis pour les sols mous ou lâches comme les résidus miniers.

2.3.1.2 L'essai de pénétration au cône (CPT)

Le CPT, *Cone Penetration Test* en anglais, ne permet pas de prélever des échantillons lors d'essais. Il peut être utilisé pour tous les types de sols, sauf pour les sols granulaires denses ou grossiers ou les dépôts cohésifs très rigides. Pour le CPT, l'état du sol est déterminé suite à l'enfoncement progressif d'une tige muni d'un cône, à partir de la résistance en pointe (q_c), du frottement latéral (f_s) et des pressions interstitielles, u (Bowles, 1996; McCarthy, 2007). Le type d'essai comporte plusieurs variantes, tel que le SCPTu qui permet de mesurer les pressions interstitielles ainsi que les vitesses des ondes de cisaillement (V_s). Le CPT peut être plus économique que le SPT et il permet d'avoir une évaluation plus détaillée du profil du sol (Seed et De Alba, 1986; Bowles, 1996; Youd et al., 2001; McCarthy, 2007). Les essais CPT peuvent être reproduits en laboratoire, mais cela nécessite des équipements imposants et une longue préparation (Been et al., 1986; Kumar et Raju, 2009; Ghali et al., 2015).

2.3.1.3 Les mesures de vitesses des ondes de cisaillement (V_s)

La mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) peut se faire dans tous les types de sols (et de résidus), même à des endroits où les équipements des essais SPT ou CPT ne peuvent pas être déployés. Ces mesures peuvent être réalisées sur le terrain et au laboratoire (et donner des résultats comparables). Des systèmes électriques et d'acquisition de données peuvent aussi être intégrés dans les équipements des essais CPT (lorsque les conditions le permettent) pour réaliser des mesures à l'aide des méthodes *Down-hole*, *Up-hole* et *Cross-hole* (Bowles, 1996; Ishihara, 1996).

La méthode *Down-hole* (ASTM D7400-14) consiste envoyer un signal de la surface qui est reçu par des récepteurs installés dans le trou de forage. La méthode *Up-hole* représente l'opposé: les capteurs sont installés à la surface et le signal est envoyé à partir du trou de forage. La méthode *Cross-hole* (ASTM D4428-07) est un peu plus complexe puisqu'elle nécessite plusieurs trous de forages. La méthode consiste à envoyer un signal à partir d'un trou de forage et de recevoir le signal par le biais de récepteurs installés dans des trous de forage voisins (Bowles, 1996; Ishihara, 1996).

Des avancées récentes permettent de mesurer les V_s avec une bonne précision (Karray et al., 2010, 2011; Tokeshi et al., 2013) avec des techniques de propagations d'ondes de surface. Les analyses d'ondes de surface spectrales (SASW), modales (MASW) et multimodales (MMASW) sont les techniques les plus utilisées. Ces méthodes requièrent relativement peu d'équipements et ne nécessitent pas de trous de forage (Bowles, 1996).

Les mesures de V_s fournissent un indicateur intéressant pour évaluer la liquéfaction d'un sol puisqu'elles sont influencées par les mêmes facteurs, soient l'indice des vides, l'âge du dépôt, les contraintes et l'historique de chargement (Youd et al., 2001). Certaines relations ont ainsi été proposées pour relier les valeurs de V_s au potentiel de liquéfaction (Andrus et Stokoe II, 1997, 2000; Youd et al., 2001). Plus la vitesse d'onde de cisaillement (V_s) est grande, plus le sol est dense et moins il est susceptible à la liquéfaction. Des techniques de mesure des vitesses d'onde de cisaillement (V_s) seront présentées de manière plus détaillée plus loin.

2.3.2 Essais de laboratoire

Divers types d'essais peuvent être réalisés en laboratoire afin de caractériser et évaluer le comportement d'un sol (ou de résidus). Ces résultats d'essais permettent aussi d'établir des relations entre les caractéristiques de base et leur comportement. Les deux principaux essais sont le cisaillement direct et la compression triaxiale. Certains appareils permettent aussi de mesurer les vitesses des ondes de cisaillement en laboratoire. Ces méthodes seront décrites ci-dessous.

Différentes méthodes de préparation et de mise en place des éprouvettes visent à simuler les conditions sur le terrain puisque les techniques d'échantillonnage ne permettent pas de prélever des éprouvettes intactes de sols granulaires ou de résidus miniers.

2.3.2.1 Méthodes de déposition pour des sols et matériaux remaniés

Plusieurs méthodes existent afin de préparer des éprouvettes pour des essais en laboratoire. Ces différentes méthodes peuvent influencer le comportement mécanique du sol ou des résidus. Il est important d'utiliser la méthode qui donne l'indice de densité (I_D) visé et qui représente le mieux la structure en conditions de terrain. Les méthodes les plus utilisées sont le compactage humide (*moist tamping* MT), la pluviation à sec (*air pluviation* AP), la pluviation humide (*wet pluviation* WP) et plusieurs techniques de déposition hydraulique en pulpe (*slurry deposition* SD) (Carraro et Prezzi, 2008).

Le compactage humide (MT)

La méthode de compactage humide (*moist tamping* MT) consiste à préparer le sol humide et le placer dans le moule ou l'appareil utilisé pour effectuer le test. C'est l'une des méthodes de déposition les plus utilisées étant donné qu'elle est simple et rapide. Néanmoins, cette méthode ne représente pas bien la structure granulaire naturelle des résidus miniers sur le terrain et elle ne garantit pas l'uniformité des éprouvettes (Vaid et al., 1999; Carraro et Prezzi, 2008). Tel que démontré par Vaid et al. (1999), les éprouvettes formées par cette méthode sont souvent trop lâches en raison de la capillarité entre les grains qui produit une structure ouverte et instable favorisant la liquéfaction. Les vides sont alors concentrés à différents endroits formant une structure alvéolaire (nids d'abeille).

La pluviation dans l'eau (WP)

La déposition par pluviation dans l'eau (*wet pluviation* WP) est une méthode de déposition hydraulique. Elle consiste à déposer le sol à l'aide d'un entonnoir avec l'eau par gravité. Cette méthode donne des résultats assez uniformes et facilement répétables (Vaid et al., 1999; Ghionna et Porcino, 2006). De plus, il est possible de préparer des éprouvettes avec différents indices de densité (I_D) à l'aide de vibrations (Vaid et Negussey, 1988). Cette technique peut toutefois produire une ségrégation des particules (Carraro et Prezzi, 2008) et elle n'assure pas la saturation du matériau (S_r<100%).

La pluviation à l'air (AP)

La pluviation à l'air (*air pluviation* AP), est une méthode de déposition du sol sec dans un moule à l'aide d'un entonnoir. Il est alors plus difficile de saturer ces éprouvettes lâches (Vaid et al., 1999; Ghionna et Porcino, 2006; Carraro et Prezzi, 2008; Lade, 2016).

La déposition hydraulique en pulpe (SD)

Les dépositions hydrauliques en pulpe (*slurry deposition* SD) permettent de minimiser la ségrégation et de reproduire la structure en place. Les résultats des essais (contraintes-déformations) sont souvent proches de ceux obtenus avec la technique de pluviation dans l'eau (Carraro et Prezzi, 2008). Cette méthode tend à densifier les éprouvettes (de sable silteux) davantage que la méthode de pluviation dans l'eau (Yamamuro et Wood, 2004).

Poncelet (2012) a développé une variante de cette méthode de déposition hydraulique pour des essais de compression triaxiale sur des résidus miniers. Les éprouvettes peuvent alors être saturées pour obtenir une valeur du paramètre de Skempton (B) d'au moins 0,97 (selon la norme ASTM 4767-04). Le paramètre de Skempton ($B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c}$) représente l'augmentation des pressions interstitielles Δu (kPa) par rapport à l'augmentation de la contrainte cellulaire σ_c (kPa) (Holtz et Kovacs, 1991; Ishihara, 1996). Un sol complètement saturé montre un paramètre de Skempton B très proche de 1,0 puisque l'eau est (considérée) incompressible. La technique de la contrepression est souvent utilisée afin de saturer les éprouvettes (Holtz et Kovacs, 1991; Ishihara, 1996). Cette technique consiste à appliquer une pression d'eau élevée dans l'éprouvette (et à sa périphérie) pour dissoudre l'air dans l'eau. Certains auteurs (Xia et Hu, 1991; Okamura et Soga, 2006) ont toutefois indiqué que l'utilisation de la contrepression pouvait affecter la résistance à la liquéfaction des sables.

Le protocole de laboratoire développé par Poncelet (2012) permet de simuler une déposition hydraulique des résidus miniers et de saturer les éprouvettes sans l'utilisation de la contrepression dans la cellule triaxiale. Il permet aussi de contrôler le problème de ségrégation. Cette méthode de déposition est utilisée dans ce projet.

2.3.2.2 Essai de cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct est assez simple et facile à exécuter. Il permet de déterminer la résistance au cisaillement (τ) le long d'un plan de rupture prédéterminé (McCarthy, 2007). L'éprouvette est placée dans un moule rigide avec deux parties indépendantes (une inférieure et une supérieure). La partie inférieure est fixée. Une charge normale constante est appliquée sur la partie supérieure. La partie supérieure peut se déplacer horizontalement sous l'application d'une force transversale. Des capteurs de déplacement et des cellules de force enregistrent les résultats. Le plan de rupture est prédéfini et l'angle de frottement interne (ϕ) peut être déterminé selon les contraintes tangentielle et normale (Holtz et Kovacs, 1991; Ishihara, 1996; Lade, 2016).

2.3.2.3 Essai œdométrique

L'œdomètre (ou consolidomètre) est communément utilisé pour mener des essais de consolidation. L'essai consiste à appliquer une charge verticale pour comprimer une éprouvette dont le rapport entre le diamètre et la hauteur varie entre 2,5 et 5 (Holtz et Kovacs, 1991). La déformation de compression est unidimensionnelle puisqu'un anneau rigide empêche les déformations latérales (ASTM D4235-11). L'état des contraintes pendant l'essai est celui au repos en raison des parois rigides de l'anneau. La mesure de la charge appliquée par incréments et des déformations axiales (ε_x) de l'éprouvette permettent d'obtenir la courbe de consolidation usuelle lorsque les pressions interstitielles en excès (Δu) sont dissipées. L'essai œdométrique permet d'étudier la vitesse de consolidation lorsque l'appareil est muni d'un système d'acquisition de donnée et enregistre les déformations axiales (ε_x) et/ou les pressions interstitielles en fonction du temps lors de chaque palier de chargement (Holtz et Kovacs, 1991).

2.3.2.4 Essai de compression triaxiale

L'appareil de compression triaxiale, montré sur la figure 2-3, est l'un des plus utilisés afin de déterminer les propriétés mécaniques (géotechnique) des sols (et des résidus). La cellule triaxiale renferme une éprouvette de forme cylindrique isolée par une membrane imperméable et deux pierres poreuses aux extrémités de l'éprouvette. La hauteur des éprouvettes doit être au moins le

double du diamètre. La cellule est remplie d'eau et soumise à une pression contrôlée pour confiner l'éprouvette. L'appareil peut être équipé de capteurs de pressions, de burettes, d'une cellule de charge et de transducteurs de déplacement (Holtz et Kovacs, 1991; Ishihara, 1996; Lade, 2016). Différentes contraintes effectives horizontale (σ'_h) et verticale (σ'_v) peuvent être appliquées sur les éprouvettes, selon la pression cellulaire (contrainte de confinement σ_c) et la charge du piston (contrainte axiale σ_{ax} et déviatorique σ_D). La contrainte σ_D (kPa) peut être calculée avec l'équation suivante:

$$\sigma_D = \frac{F}{A} = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3' \tag{2-7}$$

où F représente la charge axiale (kN) et A l'aire sectionnelle de l'éprouvette (m^2). Les contraintes effectives principales majeure (σ'_1) et mineure (σ'_3) représentent respectivement les contraintes maximale et minimale (i.e. axiale et radiale).

La pression interstitielle dans l'éprouvette (u) peut être contrôlée ou mesurée (Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016). La saturation des éprouvettes se fait habituellement à l'aide d'une contrepression, mais peut aussi se faire à l'aide de la méthode développée par Poncelet (2012). Il faut obtenir un degré de saturation (S_r) élevé (proche de 100%) pour effectuer des essais en conditions consolidées non drainés (CU) (ASTM D4767-04). Un degré de saturation trop faible peut avoir une influence importante sur le comportement et la résistance du sol (Fredlund et Rahardjo, 1993). La cellule de compression triaxiale permet aussi de réaliser des essais drainés (CD) (ASTM D7181-11). En cellule triaxiale, les éprouvettes peuvent être consolidées en condition isotrope ($K = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = 1$) ou anisotrope ($K \neq 1$) (à l'aide de la cellule de force axiale et de la pression cellulaire).

Une charge axiale peut être appliquée de manière monotone pour mener des essais quasi statiques, ou de manière cyclique pour des essais dynamiques (Holtz et Kovacs, 1991; Ishihara, 1996; Lade, 2016).

Il est aussi possible d'effectuer des essais non consolidés et non drainés (UU), mais ce type d'essai n'a pas été effectué dans ce projet.

L'essai de compression triaxiale permet d'obtenir les relations entre les contraintes et les déformations et de mesurer les variations des pressions interstitielles (Δu) en conditions consolidées non drainées (CU) et les changements de volumes (ΔV) en conditions consolidées drainées (CD). La cellule de compression triaxiale sert aussi à évaluer la résistance au cisaillement (à la rupture) à partir de la relation contraintes-déformations, et aussi déterminer l'angle de frottement (ou friction) interne effectif (ϕ') et la cohésion effective (c') (Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016). De tels essais ont été réalisés sur les résidus miniers dans le cadre de ce projet (voir Chapitre 4).

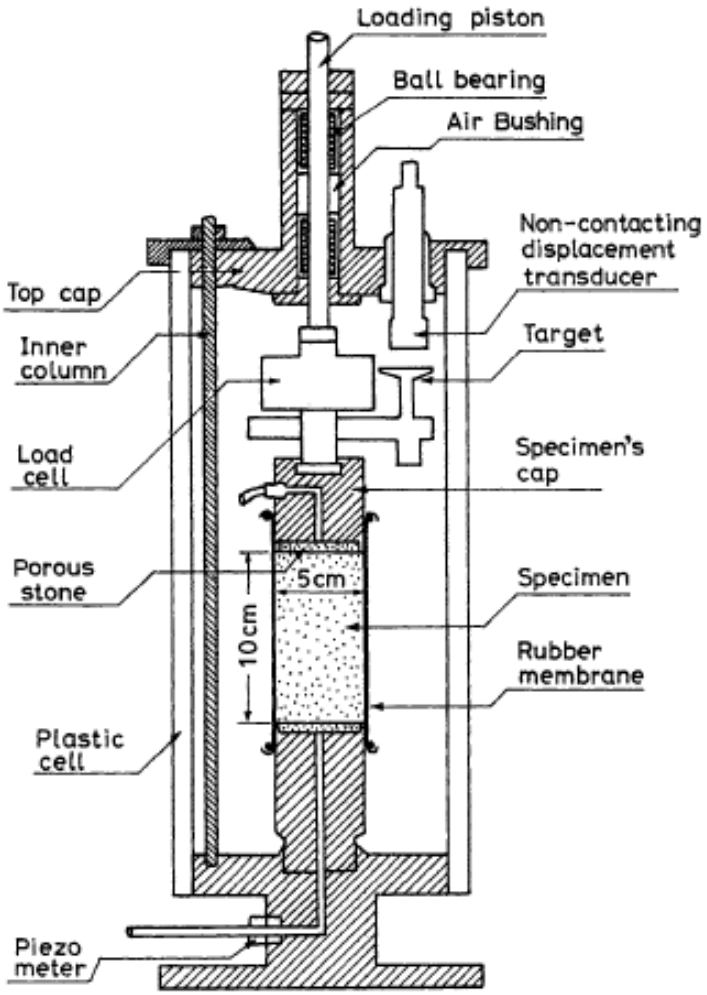


Figure 2-3: Cellule de compression triaxiale avec les diverses composantes (tiré de Ishihara, 1996).

2.3.2.5 Consolidation

Les essais en cellule de compression triaxiale, les essais de consolidation œdométrique (McCarthy, 2007) et les essais de compression en colonne (Pedroni, 2011; Essayad, 2015) permettent aussi d'évaluer les paramètres de consolidation et ainsi déterminer l'indice de compression (C_c), le coefficient de compressibilité (a_v), le coefficient de changement de volume (m_v), le module œdométrique (E_{oed}), le coefficient de consolidation (c_v); on peut aussi estimer la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) à partir de ces essais (Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016).

Les méthodes graphiques de Casagrande (1938) et Taylor (1948) permettent d'évaluer le coefficient de consolidation c_v (cm^2/s) à chaque palier de consolidation à partir de la courbe de consolidation et de l'équation générale suivante (Holtz et Kovacs, 1991):

$$T = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \tag{2-8}$$

où T représente le facteur temps (sans unités), t le temps (min) et H_{dr} la longueur du chemin de drainage (cm) (moitié de la hauteur de l'éprouvette en présence de pierres poreuses dans le haut et le bas avec drainage double).

2.3.2.6 Mesure des vitesses des ondes de cisaillement (V_s)

Les ondes qui se propagent dans les corps regroupent deux principaux types: les ondes primaires de compression (ondes-P) et les ondes secondaires de cisaillement (ondes-S). Il y a aussi les ondes de Rayleigh (ondes-R) et de Love (ondes-L), qui sont des ondes de surface qui se propagent lorsque le milieu est borné. La vitesse de propagation des ondes permet de déterminer certaines propriétés des matériaux (Bowles, 1996; Athanasopoulos et al., 2000; Santamarina et al., 2001).

La vitesse de l'onde de cisaillement V_s (m/s) dépend principalement de la rigidité du matériau (sol) qui peut être estimée selon la relation suivante (Richart Jr et al., 1970):

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \tag{2-9}$$

Où G représente le module de cisaillement (MPa) et ρ représente la masse volumique du sol (kg/m^3).

La granulométrie et l'indice des vides (e) (qui dépend de l'état des contraintes) influencent aussi la vitesse de l'onde de cisaillement (Ishihara, 1996; Cubrinovski et Ishihara, 2002; Menq, F.-Y., 2003; Menq, F. Y. et Stokoe, 2003; Bui, 2009; Wichtmann et Triantafyllidis, 2009; Karray et al., 2015).

La technique des bilames piézo-électriques

La technique des bilames piézo-électriques (*bender elements* BE) permet de mesurer la vitesse des ondes. Deux plaquettes de céramiques sont cimentées ensemble. Un voltage est envoyé et la polarisation des plaquettes fait en sorte qu'une des plaquettes se contracte, alors que l'autre se dilate. Les deux plaquettes sont beaucoup plus longues qu'épaisses, ce qui fait en sorte qu'elles se courbent sous l'effet du courant. Ce mouvement génère une onde de cisaillement dans l'éprouvette. Un deuxième élément placé à l'extrémité de l'éprouvette reçoit le signal. La vitesse de l'onde de cisaillement (V_s) peut être calculée selon la distance (connue) entre les deux éléments et le temps d'arrivée du signal. Cette technique a été employée par plusieurs auteurs pour évaluer les valeurs de V_s dans des matériaux géologiques (Shirley et Hampton, 1978; Brignoli et al., 1996; Arulnathan et al., 1998; Chang et Heymann, 2005; Lee et Santamarina, 2005; Akbari Paydar et Ahmadi, 2016), mais elle n'a pas été utilisée dans ce projet.

La technique de l'anneau piézo-électrique (P-RAT)

La technique de l'anneau piézo-électrique (P-RAT), *Piezoelectric Ring-Actuator Technique* en anglais, développée principalement à l'Université de Sherbrooke (Karray et al., 2015), permet de mesurer les vitesses des ondes dans une éprouvette de sol. Deux capteurs sont installés dans une cellule œdométrique ou triaxiale. L'un des capteurs envoie un signal, l'autre le reçoit et un logiciel décompose le signal pour l'interpréter. Le temps que prend l'onde de cisaillement à traverser l'éprouvette donne la vitesse V_s. La technique de l'anneau piézoélectrique comporte plusieurs avantages par rapport aux autres techniques utilisées pour mesurer les vitesses des ondes de

cisaillement. L'un de ses principaux avantages est d'obtenir une onde de cisaillement pure puisque les capteurs sont directement en contact avec l'éprouvette. La technique P-RAT serait plus adéquate et précise que les bilames piézo-électriques (Ethier, 2009; Karray et al., 2015).

Influence des paramètres sur V_s

Les contraintes effectives verticales (σ'_v) peuvent influencer la vitesse de l'onde de cisaillement (Hardin et Richart, 1963). Karray et al. (2015) ont démontré que l'onde de cisaillement arrivait plus rapidement pour des contraintes verticales effectives (σ'_v) plus élevées que pour des contraintes plus faibles (avec la technique P-RAT), suite à d'essais de chargements et de déchargements. La figure 2-4 montre l'arrivée de l'onde de cisaillement à différentes contraintes lors d'un essai œdométrique pour une onde d'émission de fréquence de 10 Hz. Elle indique une réduction du temps d'arrivée de l'onde avec l'augmentation de la contrainte. Lorsqu'il y a déchargement, la vitesse d'onde est plus lente (Karray et al., 2015).

La V_s est aussi fonction de l'indice des vides comme l'indique la figure 2-5 qui montre la vitesse de l'onde de cisaillement en fonction de la contrainte verticale effective (σ'_v) pour un même sol pour différents indices de densité (I_D). Les différentes courbes ont une tendance similaire puisque les V_s augmentent avec la contrainte verticale effective (σ'_v). Cependant, pour une même σ'_v, les V_s augmentent avec l'indice de densité. Donc, l'onde de cisaillement se propage plus rapidement dans un sol plus dense vu que les contacts entre les grains sont plus fréquents.

Plusieurs relations ont été proposées dans la littérature pour relier la vitesse de l'onde de cisaillement (V_s) avec l'indice des vides (e). Par exemple, Youd et al. (2001) normalisent la vitesse de l'onde de cisaillement V_s (m/s) avec la contrainte effective verticale σ'_v en kPa afin de comparer les V_{s1} avec l'indice des vides (sans l'effet des contraintes) selon l'équation suivante:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{100}{\sigma'_v}\right)^{0,25} \tag{2-10}$$

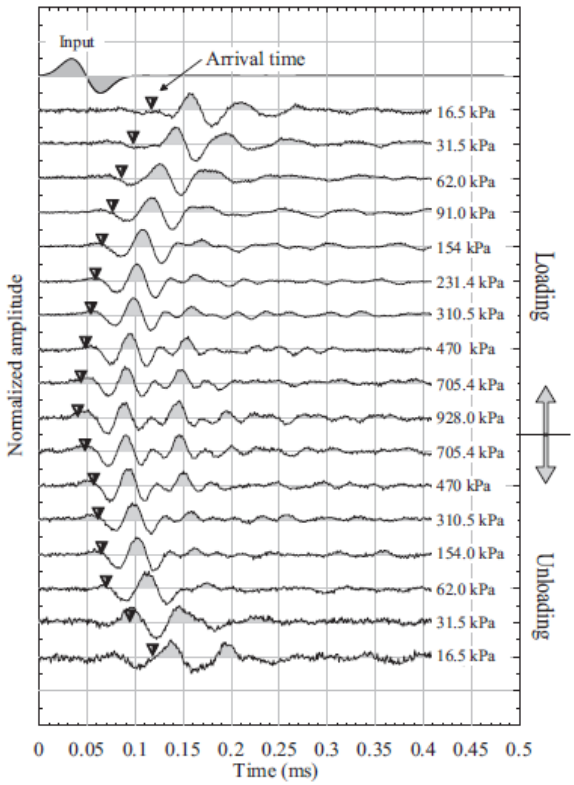


Figure 2-4: Amplitude normalisée du signal reçu sous une fréquence d'excitation de 10 Hz suite à des essais de chargement et de déchargement sur un sable dans une cellule oedométrique pour différentes contraintes σ'_v (tiré de Karray et al., 2015).

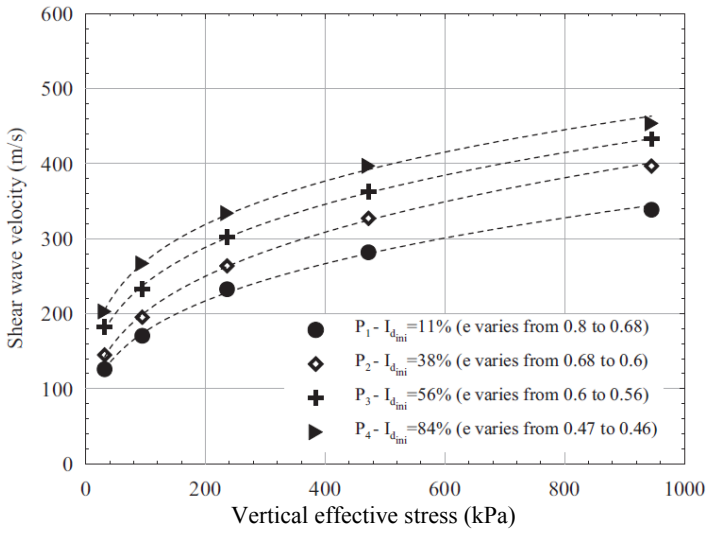


Figure 2-5: Vitesse des ondes de cisaillement (V_s) en fonction de la contrainte effective verticale (σ'_v) pour un sable sous différents indices de densité (I_D) (adapté de Karray et al., 2015).

La variation de la vitesse d'onde de cisaillement normalisée (V_{s1}) peut être observée pour différents indices des vides sur la figure 2-6 pour un sable de Péribonka. Plus le sol est dense (un indice des vides plus faible) plus la V_{s1} est élevée. Les vitesses V_s mesurées par P-RAT (Karray et al., 2015) sont similaires à celles obtenues par d'autres auteurs (Robertson et al., 1995; Kokusho et Yoshida, 1997; Menq, F.-Y., 2003).

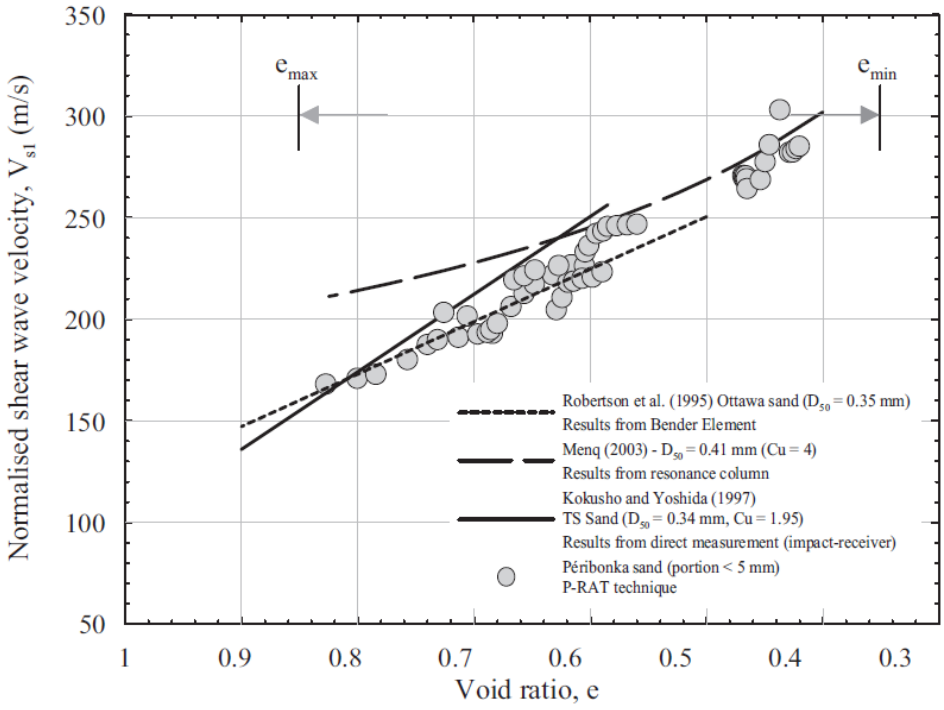


Figure 2-6: Vitesse des ondes de cisaillement normalisées (V_{s1}) en fonction de l'indice des vides (e) pour un sable (tiré de Karray et al., 2015).

Les valeurs de V_s peuvent aussi être influencées par le rapport de surconsolidation (OCR) pour les sols argileux (Hardin et Black, 1969; Anderson, 1974; Kim et Novak, 1981; Elbeggo et al., 2017). L'âge et la cimentation du sol peuvent aussi influencer les valeurs de V_s (Andrus et Stokoe II, 2000; Troncoso et Garces, 2000; Karray et al., 2011; Dobry et al., 2015).

Troncoso et Garces (2000) ont mesuré les V_s dans des parcs à résidus miniers fermés (inactifs) depuis 2, 5, 19 et 28 ans. Pour une faible profondeur (1 m), les V_s mesurées augmentent avec l'âge avec des valeurs entre 140 m/s et 231 m/s pour les dépôts de 2 et 28 ans, respectivement. Plus

profondément (15 m), les vitesses V_s varient entre 250 m/s et 292 m/s pour les dépôts de 2 à 28 ans, respectivement. Ces mesures indiquent que le temps et les contraintes peuvent influencer sur les valeurs de V_s.

2.4 Comportement géotechnique et liquéfaction « statique »

Un des problèmes les plus critiques pour la conception et la stabilité des digues de parcs à résidus est la liquéfaction due à une augmentation des pressions interstitielles et à une baisse des contraintes effectives (et de la résistance au cisaillement). La liquéfaction se produit principalement avec les sols saturés, lâches et pulvérulents (sans cohésion) tels que les sables et silts non plastiques. Les résidus miniers déposés hydrauliquement sont hautement susceptibles à la liquéfaction puisqu'ils remplissent toutes ces conditions (Vick, 1990; James, 2009; Blight, 2010).

Divers facteurs peuvent influencer le comportement et le potentiel de liquéfaction de ces sols (et résidus) incluant l'indice des vides (ou l'indice de densité), les contraintes, le degré de saturation, la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}), la distribution granulométrique, la plasticité et l'angularité des grains, la teneur en particules fines, l'arrangement des particules, la formation de strates et l'anisotropie, l'historique de chargement, la cimentation et l'âge du dépôt (Vaid et al, 1990, 1999; Been et al., 1991; Prakash et Sandoval, 1992; Kramer, 1996; Fourie et Papageorgiou, 2001; Polito et Martin, 2001; Youd et al., 2001; Yang et al., 2004; James, 2009).

Différents concepts et paramètres liés à la liquéfaction sont définis sommairement dans ce qui suit.

2.4.1 État stationnaire

L'état stationnaire peut être évalué à partir de l'indice des vides critique (e_c), défini par Casagrande (1936) (e.g. Castro, 1975; Castro et Poulos, 1997), correspondant à un volume qui ne subit plus de variations (avec un indice des vides constant). Il peut toutefois être difficile d'identifier expérimentalement cet indice des vides critique e_c.

L'état stationnaire peut être déterminé en laboratoire à l'aide d'essais en compression triaxiale consolidés drainés (CD) ou consolidés non drainés (CU). Pendant les essais CD, les pressions interstitielles (u) se dissipent et la variation de volume (ΔV) est mesurée. Pendant les essais CU,

les pressions interstitielles (u) ne peuvent pas se dissiper et elles sont mesurées (pour un volume constant, avec $\Delta V=0$). La figure 2-7 montre les relations obtenues selon la contrainte déviatorique (σ_D) et la déformation volumique ($\Delta V/V_0$) en conditions CD (figure 2-7a) et les pressions interstitielles (Δu) en conditions CU (figure 2-7b). Pour chaque type d'essai, l'état stationnaire est atteint sous différentes conditions (dense ou lâche). Les contraintes initiales effectives de confinement (σ'_c) sont les mêmes pour chaque essai sur la figure 2-7.

En conditions CD, la contrainte déviatorique (σ_D) de tous les essais converge vers une même valeur (quasi constante) à de grandes déformations axiales ($\varepsilon_{ax}=\varepsilon_1$) et l'indice des vides critique (e_c) est le même à la fin de chaque essai pour l'état stationnaire (figure 2-7a). Pour un sol lâche, la contrainte σ_D augmente graduellement jusqu'au plateau, tandis que pour un sol avec une structure métastable ou dense, elle atteint une valeur maximale pour chuter ensuite. Pour un sol lâche, le volume de l'éprouvette diminue jusqu'à l'atteinte de l'état stationnaire (figure 2-7a). Pour une structure métastable, le volume de l'éprouvette diminue légèrement, mais lorsque la σ_D chute, les grains ont une structure instable et le volume de l'éprouvette diminue jusqu'à une valeur résiduelle. Pour un sol dense, le volume peut diminuer légèrement avant d'augmenter jusqu'à une valeur constante (figure 2-7a). (Castro, 1969; Holtz et Kovacs, 1991; Mitchell et Soga, 2005).

En conditions CU, la contrainte déviatorique est différente à de grandes déformations axiales (ε_1) selon l'état du sol (figure 2-7b). Pour un sol lâche, la valeur de σ_D va atteindre un maximum pour ensuite chuter vers une valeur constante. Pour un sol avec une structure métastable, la contrainte σ_D atteint un maximum pour des déformations axiales (ε_1) plus faibles que pour un sol lâche et la valeur σ_D résiduelle est très faible. Pour un sol dense, σ_D augmente avec une faible déformation axiale (ε_1) jusqu'à un maximum local pour ensuite augmenter progressivement, avec des déformations axiales (ε_1) plus grandes jusqu'à l'atteinte d'un plateau (ou une légère diminution de σ_D) (Sladen et al., 1985; Lade et Yamamuro, 1997; Fourie et Papageorgiou, 2001).

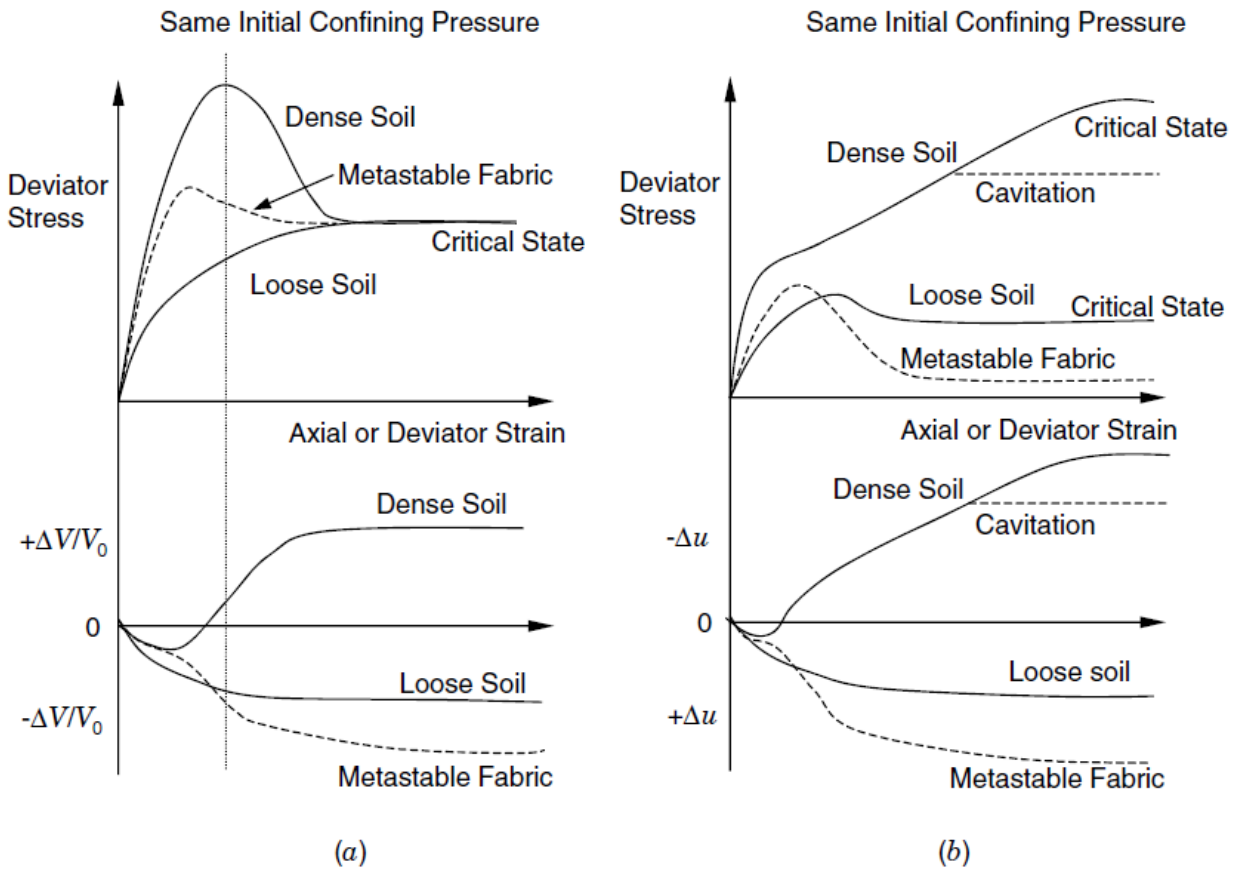


Figure 2-7: Variation de volume et de pressions interstitielles lors d'un essai de compression triaxiale en conditions: (a) consolidées drainées CD; (b) consolidées non drainées CU (tiré de Mitchell et Soga, 2005).

L'évolution des pressions interstitielles (u) en conditions CU est similaire à celle des variations de volume en conditions CD (figure 2-7b). Les pressions interstitielles (u) de l'éprouvette vont augmenter jusqu'à l'atteinte de l'état stationnaire pour un sol lâche. Pour une structure métastable, les pressions interstitielles (u) dans l'éprouvette augmentent légèrement, mais lorsque la contrainte σ_D chute, les grains ont une structure instable et les pressions interstitielles (u) dans l'éprouvette augmentent jusqu'à une valeur résiduelle. Pour un sol dense, les pressions vont augmenter légèrement pour diminuer ensuite jusqu'à une valeur constante (Castro, 1969; Holtz et Kovacs, 1991; Mitchell et Soga, 2005).

Il est possible d'obtenir différents points pour tracer la courbe d'état stationnaire dans le plan e-log p', où e représente l'indice des vides et p' représente la contrainte moyenne effective en 2D ($\frac{\sigma_1'+\sigma_3'}{2}$)

suite à des essais de compression sous différentes contraintes de confinement (σ_3'). La figure 2-8 montre la courbe d'état stationnaire (CES) pour des essais consolidés drainés (CD) et non drainés (CU) avec les conditions initiales et finales (à l'état stationnaire, ES) des éprouvettes de sol. Les conditions initiales pour un sol lâche sont à droite de la courbe d'état stationnaire, alors que celles pour un sol dense se situent à gauche de la courbe.

Un essai en conditions CD produit une variation de volume des éprouvettes. Le point d'état initial se déplace alors verticalement sur la figure 2-8a, vers le haut pour un sol dense (dilatation) ou vers le bas pour un sol lâche (contraction). Les sols denses montrent une légère contraction au début avant de se dilater (comme sur la figure 2-7a). Lorsque les points atteignent la courbe d'état critique (CES), il n'y a plus de variation de volume (indice des vides stable et constant).

Un essai en conditions CU engendre une variation des pressions interstitielles (Δu) et une variation de la contrainte effective (σ') dans l'éprouvette. Le point d'état initial se déplace horizontalement sur la figure 2-8a, vers la droite pour un sol dense (diminution de Δu) ou vers la gauche pour un sol lâche (augmentation de Δu).

À l'état stationnaire, le matériau montre donc des valeurs constantes de l'indice des vides, des pressions interstitielles et des contraintes, ce qui mène à de grandes déformations.

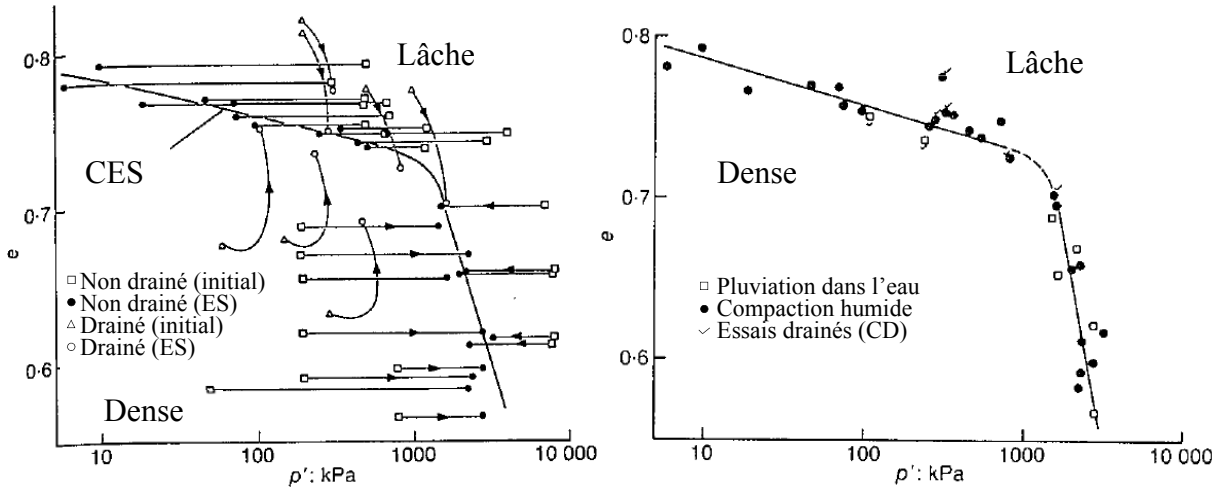


Figure 2-8: Courbes d'état stationnaire dans le plan e-log p' illustrant: (a) l'influence de l'état initial (dense ou lâche) ainsi que le type d'essai (drainé ou non drainé); (b) l'influence de la méthode de préparation de l'éprouvette (adapté de Been et al., 1991).

La courbe de l'état stationnaire serait indépendante de la méthode de préparation des éprouvettes pour des sols homogènes, comme montrée sur la figure 2-8b (Been et al., 1991; Vaid et al., 1999). Les méthodes de compaction humide (points noirs) et de pluviation dans l'eau (carrés blancs) ont été testées en conditions CU et CD (crochet sur la figure). Les particules de l'éprouvette se réarrangent progressivement pour arriver à un état stationnaire unique (Poulos et al., 1985; Been et al., 1991; Ishihara, 1993). Fourie et Tshabalala (2005) ont aussi démontré que la ligne d'état stationnaire ne serait pas affectée par le type de consolidation, isotrope ou anisotrope (condition K_0). Rappelons que le coefficient des terres au repos (K_0) représente le rapport entre la contrainte effective mineure (σ'_3) et majeure (σ'_1) et il peut être estimé en fonction de l'angle de frottement interne effectif à volume constant (ϕ'_{cv}) avec l'équation suivante (basée sur les travaux de Jaky, 1944):

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = 1 - sin\phi'_{cv} \qquad (2\text{-}11)$$

2.4.2 Transformation de phase et état quasi-stationnaire

La transformation de phase (TP), définie par Ishihara et al. (1975), représente la condition où le sol passe d'un comportement contractant à un comportement dilatant. L'angle de la pente (γ) dans le plan q-p' de la courbe de transformation de phase est souvent proche de la pente de l'état stationnaire (Ishihara, 1993; Mitchell et Soga, 2005).

La contrainte moyenne p' (kPa) et la contrainte de cisaillement q (kPa) sont définies ici par les équations suivantes (Holtz et Kovacs, 1991):

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \qquad et \qquad p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad (2\text{-}12)$$

$$q = \tau = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_D}{2} \tag{2-13}$$

La transformation de phase TP se produit essentiellement pour des sols initialement denses ou moyennement denses (comme montré sur la figure 2-7 pour un sol dense). Dans un essai de compression triaxiale en conditions CD, la valeur TP correspond au point où la déformation volumique ($\Delta V/V_0$) est au minimum avant d'augmenter (figure 2-7a). En conditions CU, la valeur TP correspond au point où la variation des pressions interstitielles (Δu) est au maximum avant de diminuer (figure 2-7b) (valeur de p' minimale). Lorsque le sol franchit le point de transformation de phase (TP), il y a une diminution des pressions interstitielles en conditions CU, ce qui rend le sol encore plus résistant.

Avant la transformation de phase (TP), le sol atteint parfois un état appelé quasi-stationnaire (QS). Castro (1969) a observé une perte de résistance pour des sables moyennement denses avant la transformation de phase; il a nommé cette étape « liquéfaction limitée ». Cet état quasi-stationnaire représente un état où le sol atteint temporairement des conditions qui ressemblent à l'état stationnaire pour des sols lâches. La valeur de σ_D chute jusqu'à un minimum local avec des déformations axiales (ε_1) parfois importantes, puis σ_D augmente de nouveau (après avoir atteint la TP). Il est important de noter que le sol ne subit pas une perte significative de résistance pendant la liquéfaction limitée (comparativement à l'état stationnaire) et les déformations qui en résultent sont indépendantes de la contrainte de cisaillement appliquée.

Les sols moyennement denses, et parfois même certains sols lâches (Been et Jefferies, 1985; Ishihara, 1993), peuvent montrer ce type de comportement avec un état quasi-stationnaire (QS). Ils se comportent initialement de la même façon qu'un sol contractant, mais lorsque le déviateur chute et atteint un plateau local, le volume de l'éprouvette augmente lors d'essais CD (figure 2-7a), ou les pressions interstitielles commencent à diminuer lors d'essais CU (figure 2-7b) après un pic. La condition TP mène au changement de comportement (dilatant à contractant) et il devient plus résistant pour finalement atteindre l'état stationnaire avec un volume constant (CD) ou des pressions interstitielles constantes (CU) à de très grandes déformations axiales (ε_1) (figure 2-7).

La figure 2-9 présente le comportement d'un sable durant un essai de compression triaxiale CU. La figure 2-9a montre la contrainte de cisaillement (ou la moitié de la contrainte déviatorique, $q = \frac{\sigma_D}{2}$) en fonction des déformations axiales (ε_1) (contrainte-déformation); la figure 2-9b présente le cheminement des contraintes dans le plan q-p'. L'état d'instabilité non drainé (IU, voir plus bas), l'état quasi-stationnaire (QS), la transformation de phase (TP) et l'état stationnaire (ES) sont identifiés sur la figure.

L'état d'instabilité (IU) représente le maximum local de la contrainte q et sera traité en détail plus loin. Lors de l'atteinte de cet état, le comportement du sol devient instable, la contrainte déviatorique chute et le sol se déforme plastiquement. Ensuite, l'état quasi-stationnaire (QS) est atteint et la contrainte déviatorique (q ou σ_D) atteint un minimum local. Cet état quasi-stationnaire est proche de la transformation de phase (TP) sur le graphique du cheminement des contraintes (figure 2-9b). La condition TP se produit à la valeur minimale de la contrainte moyenne effective (p') et représente le moment où l'éprouvette change d'un comportement contractant à dilatant. Les déformations axiales (ε_1) pour TP peuvent être de 1 à 5% de plus que l'état quasi-stationnaire (QS) (Murthy et al., 2008), comme illustré sur la figure 2-9a.

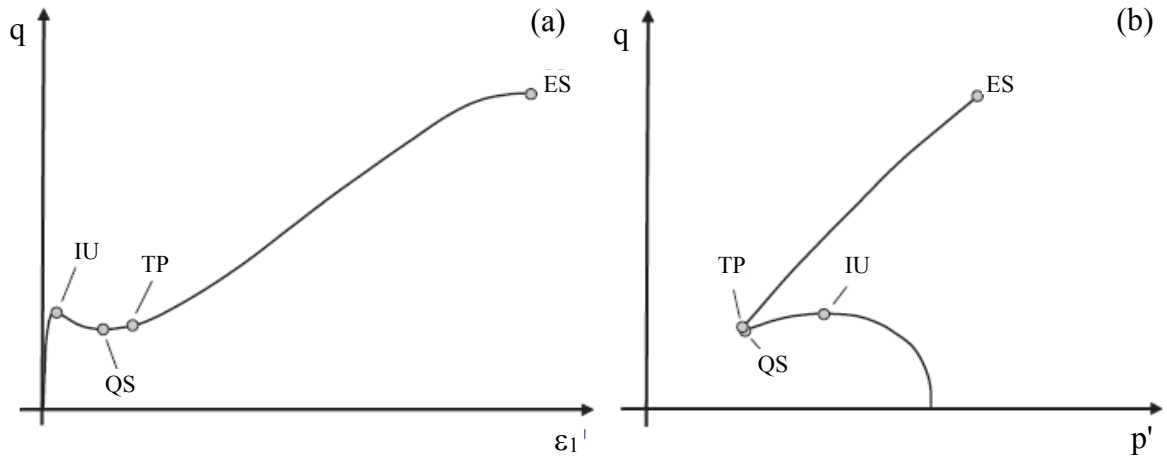


Figure 2-9: Différents états du comportement durant un essai de compression triaxial sur du sable en conditions consolidées non drainées (CU) représentés par (a) la contrainte de cisaillement ($q = \sigma_D/2$) en fonction des déformations axiales ε_1; (b) le cheminement des contraintes dans le plan q-p' (adapté de Murthy et al., 2008).

Le cheminement des contraintes dans le plan q-p' aide à identifier si l'état stationnaire est atteint (ou non). Les contraintes (p' et q) à l'état quasi-stationnaire sont plus faibles que pour l'état stationnaire (Mitchell et Soga, 2005).

2.4.3 Phase d'instabilité

Tel qu'illustré sur la figure 2-9, la phase d'instabilité est atteinte avant les autres conditions; elle correspond au maximum local de la contrainte déviatorique σ_D (Sladen et al., 1985; Alarcon-Guzman et al., 1988; Kramer et Seed, 1988; Vaid et al., 1990; Lade, 1992; Ishihara, 1993; Lade et Yamamuro, 2011). Le cheminement des contraintes typique est montré sur la figure 2-10 dans le plan q-p'. La ligne d'instabilité (en pointillés) rejoint l'origine du graphique du cheminement des contraintes. La pente de cette ligne augmente avec la masse volumique du sol (Yamamuro et Lade, 1998; Chu et al., 2003).

Le sol devient instable au-delà de la ligne d'instabilité et se déforme plastiquement malgré la baisse de la contrainte σ_D. Cette instabilité peut être temporaire et le sol peut redevenir stable lorsque la transformation de phase est atteinte.

La ligne d'instabilité dans le plan q-p' peut être affectée par le type de consolidation, anisotrope ou isotrope, contrairement à la ligne d'état stationnaire (Fourie et Tshabalala, 2005).

Pour qu'il y ait une instabilité en conditions consolidées drainées (CD), il faut que les pressions interstitielles induites par le chargement augmentent plus rapidement qu'elles ne se dissipent; sinon, le sol peut rester stable (Lade et Yamamuro, 2011). La phase d'instabilité n'a pas été rencontrée lors des essais de compression triaxiaux présentés dans ce mémoire.

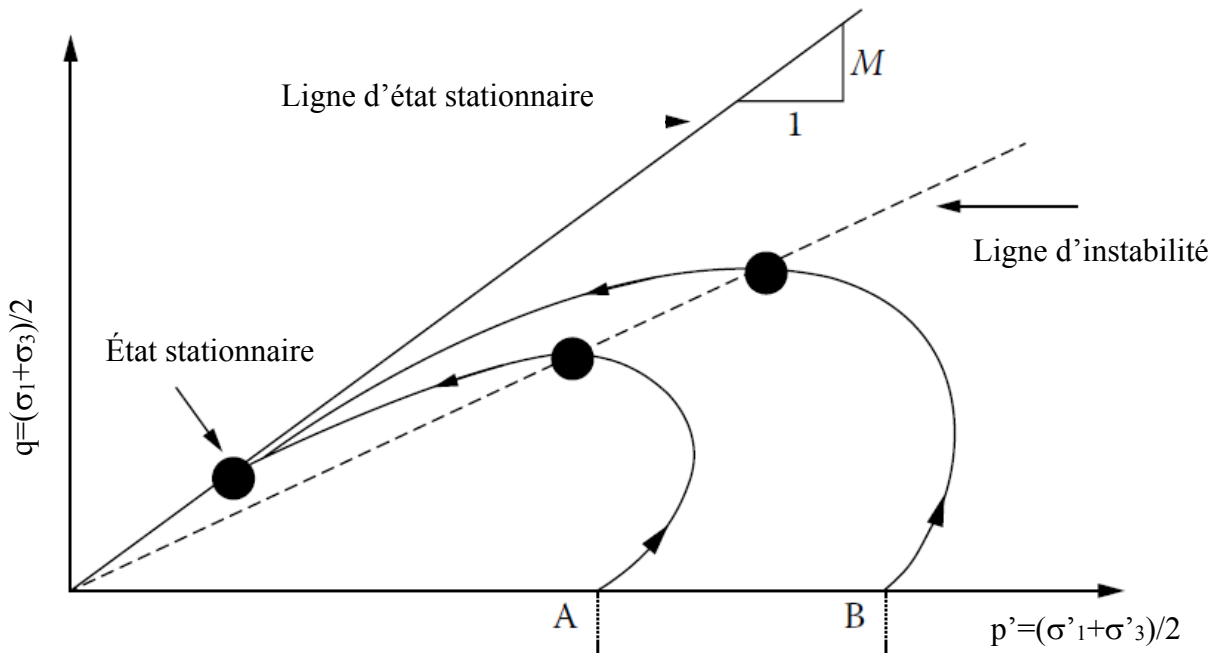


Figure 2-10: La ligne d'instabilité dans le plan q-p' pour un essai en conditions CU (adapté de Jefferies et Been, 2015).

2.4.4 Paramètre d'état ψ

Been et Jefferies (1985) définissent l'état d'un sol selon la structure interne (arrangement) des grains, l'indice des vides et l'état des contraintes. L'indice des vides e (ou l'indice de densité I_D) peut être le même pour deux sols pulvérulents différents, mais la structure des grains peut être distincte. Le paramètre d'état (ψ) (figure 2-11) permet d'évaluer l'état, dense ou lâche, du sol par rapport à l'état stationnaire (Been et Jefferies, 1985; Kramer, 1996; Jefferies et Been, 2015).

Le paramètre ψ représente la distance par rapport à l'état stationnaire; plus l'indice des vides de l'état du sol (e) est loin de l'indice des vides critiques (e_c), plus la dilatation ou la contraction se fait rapidement (Been et Jefferies, 1985; Kramer, 1996; Jefferies et Been, 2015). Selon l'équation (2-14), un sol est contractant si ψ a un signe positif ou dilatant pour un signe négatif. La figure 2-11 illustre l'utilisation du paramètre d'état (ψ). Sur cette figure, ψ serait négatif puisque le sol est sous la courbe d'état stationnaire et donc dilatant (ou plus dense que l'état stationnaire).

$$\psi = e - e_c \tag{2-14}$$

où e représente l'indice des vides et e_c l'indice des vides critique à l'état stationnaire ($\Delta V=0$).

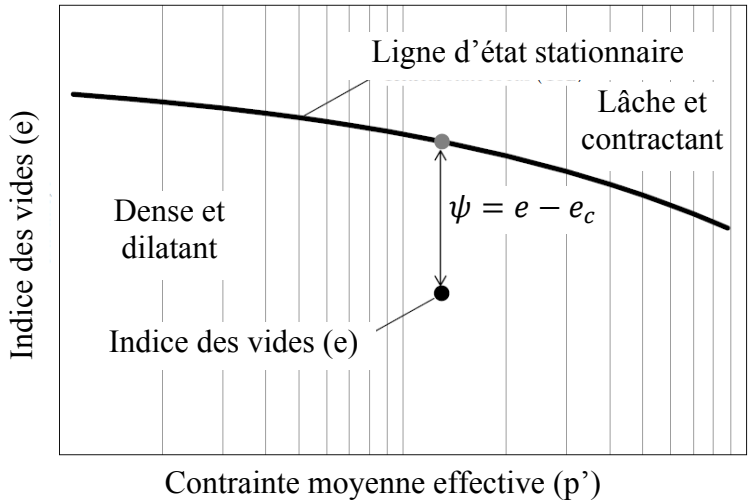


Figure 2-11: Définition et illustration du paramètre d'état (ψ) pour un sol dense (adapté de Jefferies et Been, 2015).

La figure 2-12 montre trois éprouvettes avec différentes contraintes effectives initiales (p'_0) et différents indices de densité (I_D). Les éprouvettes 37 et 103 ont le même I_D, mais le cheminement des contraintes est différent à cause des contraintes effectives initiales (p'_0). Les éprouvettes 103 et 108 ont le même paramètre d'état ψ, mais les densités et les contraintes effectives initiales (p'_0) diffèrent. On voit que les cheminements des contraintes sont similaires lorsque les éprouvettes ont un paramètre d'état ψ semblable.

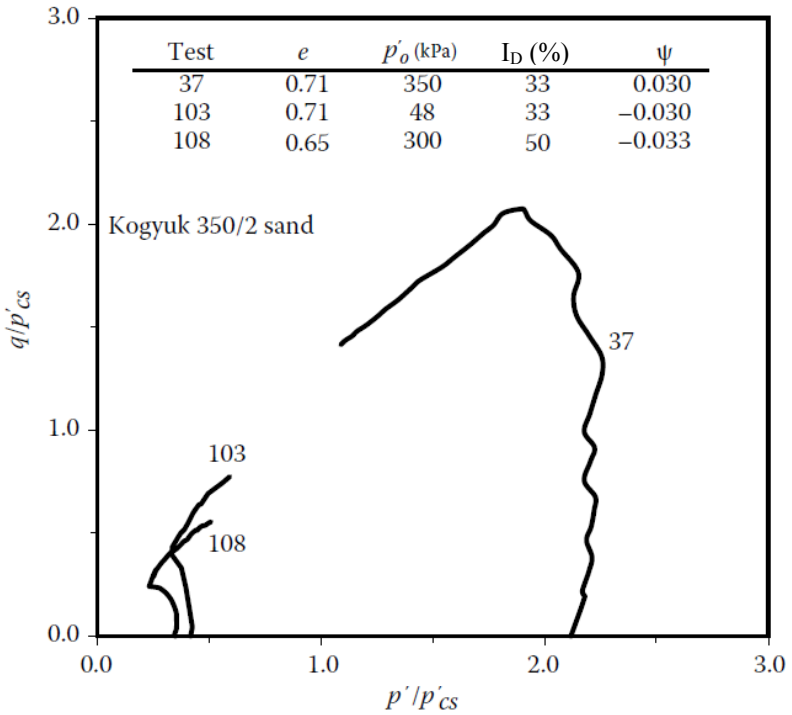


Figure 2-12: Cheminement des contraintes pour des éprouvettes soumises à des essais de compression triaxiale avec différentes contraintes effectives initiales (p'_0) et indice de densité (I_D) (adapté de Jefferies et Been, 2015).

2.4.5 Différents types de comportements

Comme on l'a vu dans ce qui précède, le cheminement des contraintes dans le plan q-p' est couramment utilisé pour évaluer le comportement et déterminer les différents états des sols pulvérulents comme les sables et les silts non plastiques. Divers exemples sont présentés sur la figure 2-13 pour des essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) sur un sable typique avec différentes densités.

La figure 2-13a présente les relations contraintes-déformations pour des essais CU (tel que présentés sur la figure 2-7b) avec la phase d'instabilité IU (cercles blancs) et de transformation de phase TP (cercles noirs). Les figure 2-13b et c présentent respectivement le cheminement de contraintes dans le plan q-p' pour des sables très lâches ou lâches ainsi que pour des sables moyennement denses ou denses.

La phase d'instabilité IU est rencontrée pour les sables très lâches à moyennement denses au maximum local de la contrainte déviatorique (σ_D). Après cette phase, le sable très lâche perd pratiquement toute résistance et les contraintes principales mineure (σ'_3) et majeure (σ'_1) deviennent quasi nulles. Le sable lâche a aussi une perte de résistance jusqu'à une valeur résiduelle avant d'atteindre l'état stationnaire (figure 2-13b). Ces deux sables ont des comportements contractants.

Les sables moyennement dense et dense ont des comportements différents de ceux de sables plus lâches. Pour le sable moyennement dense, une phase d'instabilité est atteinte et la contrainte σ_D diminue ensuite. L'éprouvette atteint une phase (transitoire et temporaire) quasi-stationnaire et subit des déformations axiales (ε_1) importantes. Ensuite, le comportement du sable change d'un comportement contractant à dilatant (transformation de phase) lorsque la moyenne des contraintes effectives (p') atteint une valeur minimale. Lorsque les déformations axiales (ε_1) augmentent, la contrainte déviatorique augmente aussi tout comme p' jusqu'à l'atteinte de l'état stationnaire.

Le sable dense ne montre pas de phase d'instabilité, mais la transformation de phase est observée. Pour de faibles déformations axiales (ε_1), la contrainte déviatorique (σ_D) augmente rapidement initialement. Après la transformation de phase (TP), cette contrainte augmente plus progressivement avec la déformation ε_1. Le sable dense évolue d'un comportement initialement légèrement contractant à dilatant pour atteindre l'état stationnaire à des contraintes élevées (figure 2-13b). Cet état est marqué par une diminution des pressions interstitielles (u) après la chute de la σ_D, ce qui rend le sable plus résistant.

Le Chapitre 4 présente plusieurs essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU). La majorité des essais ont un comportement similaire à un sol dense, mais certains essais (avec une perte de confinement) suivent un comportement similaire à un sol lâche.

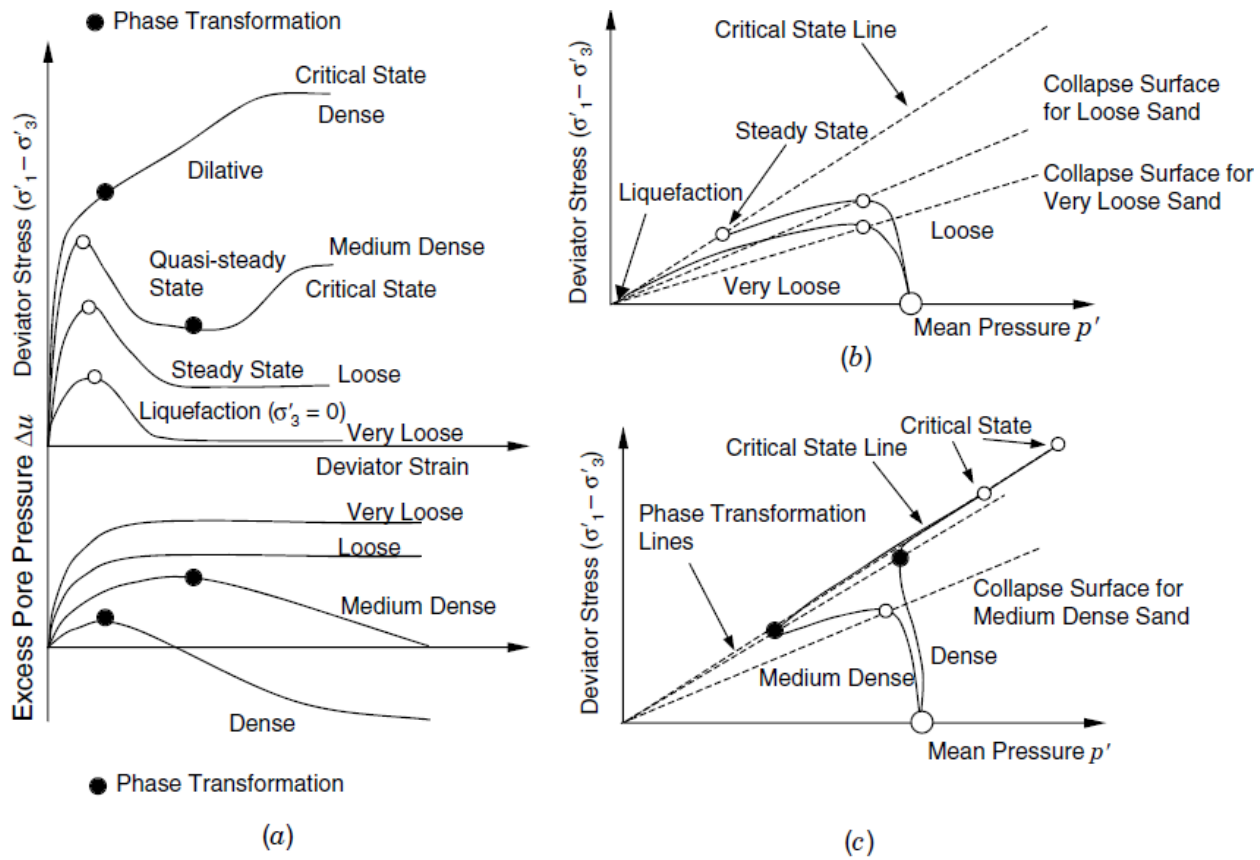


Figure 2-13: Comportement typique d'un sable soumis à des essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) pour différentes densités: (a) relations contraintes-déformations avec variations des pressions interstitielles; (b) cheminements des contraintes pour des sols très lâche et lâche; (c) cheminements des contraintes pour des sols moyennement dense et dense (tiré de Mitchell et Soga, 2005).

2.4.6 Liquéfaction statique et rupture des parcs à résidus miniers

La liquéfaction des sols (et des résidus miniers) est souvent associée aux sollicitations sismiques (dynamiques) (e.g. James et Aubertin, 2016), mais la liquéfaction peut aussi se produire sous l'effet d'un chargement (quasi) statique. La liquéfaction statique, ou *flow liquefaction* (Kramer, 1996) en anglais, peut être définie comme étant une perte de résistance au cisaillement jusqu'à l'état stationnaire dans un sol saturé, lâche contractant et sans cohésion. Cette perte est causée par une réorganisation des particules et par une variation des contraintes effectives (avec Δu) menant à l'état stationnaire (Casagrande, 1936; Castro, 1969; Seed et Idriss, 1982; Holtz et Kovacs, 1991;

Mitchell et Soga, 2005). Des déformations très grandes résultent alors des charges externes ou gravitaires. Ces déformations peuvent être associées à un écoulement (de boue) qui s'arrête lorsque les contraintes de cisaillement induites sont inférieures à la résistance au cisaillement (Ishihara et al., 1990; Olson et Stark, 2002; Sadrekarimi, 2016).

Les variations des contraintes effectives peuvent être causées par des charges externes ou par une perte de confinement. Le réarrangement des particules dû aux variations des pressions interstitielles redistribue les contraintes en conditions non drainées ou partiellement drainées (Alarcon-Guzman et al., 1988; Holtz et Kovacs, 1991; Kramer, 1996).

La liquéfaction statique se produit pour des sols (ou résidus) lâches (contractants), en conditions non drainées (CU). Lorsque les pressions interstitielles augmentent, les contraintes effectives baissent et tendent vers une résistance faible à grandes déformations. En général, la contrainte déviatorique augmente jusqu'à l'atteinte d'un maximum pour ensuite chuter et se stabiliser à une résistance résiduelle. La figure 2-13a montre ce comportement pour des sols très lâches et lâches, alors que la figure 2-13b illustre le cheminement des contraintes avec le comportement contractant du sol. Le sol atteint la phase d'instabilité à une valeur q maximale pour ensuite chuter jusqu'à l'état stationnaire. Comme expliqué plus tôt, les sols moyennement denses ou denses peuvent avoir un comportement de liquéfaction limitée (Alarcon-Guzman et al., 1988).

Plusieurs cas de liquéfaction statique se sont produits dans des parcs à résidus; certains exemples sont décrits dans ce qui suit.

2.4.6.1 Le parc à résidus Merriespruit (1994)

La rupture du parc à résidus Merriespruit en Afrique du Sud en 1994 a causé plusieurs pertes de vie, dommages au village voisin et à l'environnement. La rupture de la digue de 31 m de hauteur a laissé 600 000 m^3 de résidus s'écouler (Fourie et al., 2001); elle serait attribuable, en partie, à une liquéfaction statique des résidus.

La méthode amont a été utilisée pour la construction de la digue du parc à résidus. Une pluie majeure s'est produite et a fait déborder l'eau au-dessus de la crête pour éroder la face aval de la digue. La pente était trop abrupte pour assurer la stabilité ce qui a occasionné la rupture de la digue. Les résidus retenus ont subi une perte de confinement et une liquéfaction statique se serait produite.

Les résidus se sont écoulés en détruisant tout sur leur passage sur une distance de 3 km (Fourie et al., 2001).

Des analyses granulométriques ont été effectuées sur des résidus situés à la brèche de la rupture pour connaître leur état in situ (Fourie et al., 2001; Fourie et Papageorgiou, 2001). Sur le terrain, environ 75% des échantillons contenaient au moins 60% de particules fines (< 75 μm) (Fourie et al., 2001). Des résultats d'essais de pénétration au cône (CPT) ont donné une résistance au cisaillement non drainée (S_u) de 23 kPa à environ 8 m de profondeur et ont confirmé l'état lâche des résidus (Wagener et al., 1998 cité par Fourie et al., 2001). Des essais au scissomètre (*Vane Shear Test* VST) ont mesuré une résistance au cisaillement non drainé ($S_{u,v}$) entre 16 et 62 kPa ainsi qu'une résistance au cisaillement non drainé résiduelle $S_{u,v}$(liq) entre 3 et 13 kPa à l'endroit de la brèche de la rupture. Ces valeurs ont montré que les résidus dans le talus étaient dans un état lâche et susceptibles de se liquéfier.

Des essais de compression triaxiale (CU) ont été effectués pour des échantillons avec différentes proportions de particules fines (< 75 μm) et indices des vides pour caractériser l'état stationnaire. On voit sur la figure 2-14 que la ligne d'état stationnaire se déplace vers le bas avec l'augmentation des proportions de particules fines (< 75 μm). Le tableau 2-2 montre les différents échantillons testés avec les fractions de particules fines (< 75 μm), D_{60}, D_{10}, indice des vides maximum (e_{max}) et minimum (e_{min}) (Fourie et Papageorgiou, 2001). Environ 65% des résidus in situ avaient un indice des vides supérieur à 0,8, donc dans la partie supérieure (lâche) du graphique de la ligne d'état stationnaire de l'échantillon M4 (75% des échantillons). Le paramètre d'état (ψ) était supérieur à 0,1 (lâche) pour 85% des cas. Ces essais ont permis de constater que l'indice des vides en place était généralement plus élevé que l'indice des vides critique (e_c). Les résidus étaient donc lâches et susceptibles à la liquéfaction statique (Fourie et al., 2001; Fourie et Papageorgiou, 2001).

Cette rupture a montré que la liquéfaction statique peut avoir des conséquences dévastatrices. La perte de confinement a conduit les résidus lâches vers l'état stationnaire dans le parc; cet aspect est étudié plus loin dans ce mémoire.

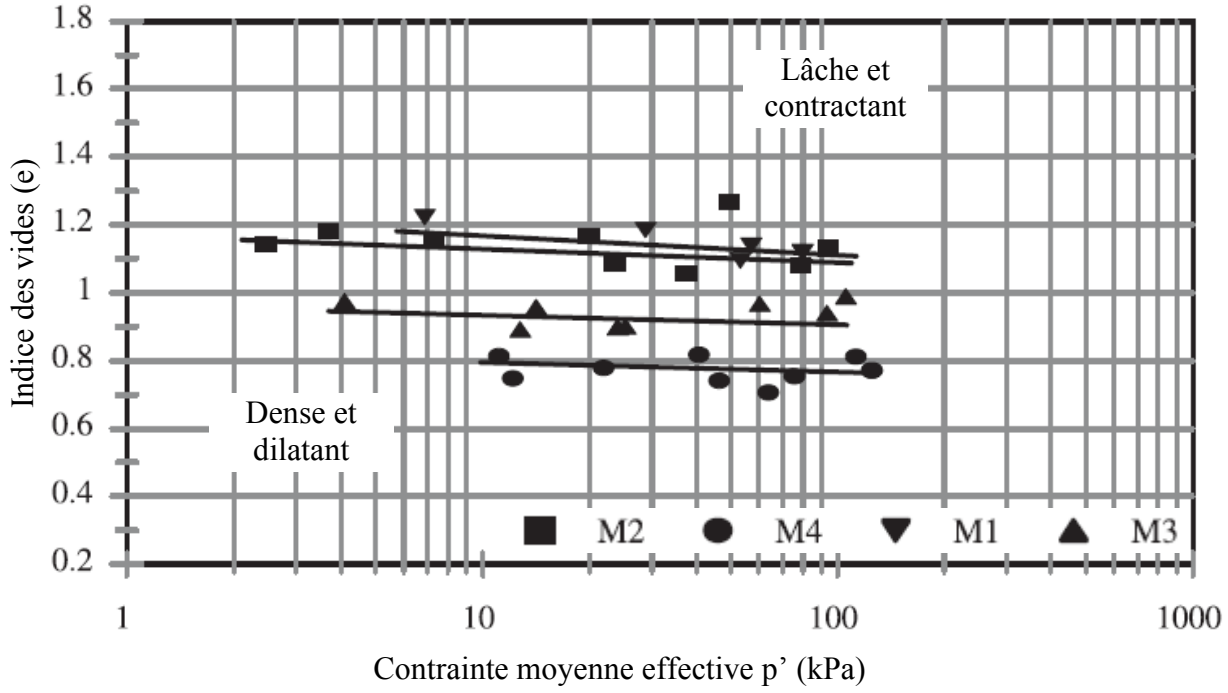


Figure 2-14: Lignes d'état stationnaire pour des éprouvettes (M1, M2, M3 et M4) avec des proportions différentes de particules fines (< 75 μm) et différents indices des vides pour des essais de compression triaxiale en conditions CU de comportement contractant (adapté de Fourie et Papageorgiou, 2001).

Tableau 2-2: Indice des vides maximum et minimum pour les résidus de la mine Merriespruit pour des échantillons de granulométries avec différentes fractions de particules fines (< 75 μm) (adapté de Fourie et al., 2001; Fourie et Papageorgiou, 2001).

Échantillon No.	**Fraction < 75 μm (%)**	**Diamètre 60% passant, D_{60} (μm)**	**Diamètre 10% passant, D_{10} (μm)**	**Indice des vides maximum, e_{max}**	**Indice des vides minimum, e_{min}**
M1	0	150	70	1,221	0,7380
M2	20	140	25	1,326	0,6960
M3	30	130	4	1,331	0,5772
M4	60	75	2	1,827	0,6550

2.4.6.2 Le parc à résidus Aznalcòllar (1998)

La rupture du parc à résidus Aznalcòllar, aussi connu sous le nom de Los Frailes (localité), en Espagne en 1998 illustre un autre mécanisme de défaillance ayant conduit à la liquéfaction statique des résidus retenus. La rupture du parc a laissé environ 6 millions de mètres cubes de résidus et d'eau contaminée s'écouler dans une zone agricole et en territoire protégé (Grimalt et al., 1999; Eriksson et Adamek, 2000).

Une inspection avait été faite 2 semaines avant la rupture et rien d'anormal n'avait été détecté au niveau de la stabilité. La digue a été construite sur une couche de 50 m de marne couverte d'une couche d'environ 5 à 10 m d'alluvions (Eriksson et Adamek, 2000). La marne correspond à une couche d'argile surconsolidée avec une structure métastable susceptible au ramollissement (*strain softening* en anglais).

Des déformations se seraient produites dans la partie supérieure de la marne sous le chargement du parc. La translation horizontale (jusqu'à 60 m) d'une section de 600 m de la digue a produit une brèche et la crête s'est affaissée de 2 m. Une fissure de 14 m de profondeur s'est produite à travers l'argile près d'une digue interne séparant deux portions du parc (Eriksson et Adamek, 2000; Olalla et Cuellar, 2001).

Des essais de compression triaxiale consolidés non drainés (CU) effectués sur la marne ont montré une résistance maximale plus grande que la charge appliquée par le parc à résidu lors de la rupture. Cependant, les essais lors de la phase de conception avaient négligé l'effet de la déformation. Avec la structure instable du matériau, les déformations causées par le poids du parc auraient engendré des déformations excessives dans la marne. Elle a perdu sa résistance qui a baissé vers une valeur résiduelle et engendré la rupture. Ensuite, la perte de confinement a exposé une partie des résidus qui ont subi une liquéfaction statique ; cet aspect sera aussi abordé dans la suite de ce mémoire.

2.4.6.3 Le parc à résidus Fundão (2015)

La rupture du parc à résidus Fundão de la mine Samarco au Brésil en 2015 est un cas récent très médiatisé. La liquéfaction statique aurait été impliquée dans cette rupture (Morgenstern et al., 2016; Riveros et Sadrekarimi, 2017). La mauvaise conception de départ aurait causé plusieurs problèmes ayant amené les résidus vers l'état stationnaire (Morgenstern et al., 2016).

L'objectif initial de conception était d'assurer un bon drainage afin de conserver les résidus sableux en conditions non saturées derrière une première digue. Le drainage devait être assuré par un drain en gravier et par des conduites. La méthode de construction amont a été adoptée. Des résidus sableux étaient déposés en amont de résidus silteux. Le tableau 2-3 présente les propriétés de ces deux types de résidus. Les résidus sableux contenaient environ 40% de particules fines, comparativement à 100% pour les résidus silteux. Les résidus sableux étaient non plastiques avec un faible pourcentage (< 2%) de particules de la taille des argiles (< 2 μm); les résidus silteux contenaient jusqu'à 25% (< 2 μm) de ces particules, avec un indice de plasticité (I_p) entre 7 et 11 %. Ces derniers ont une densité relative (D_r) plus élevée, allant jusqu'à 4,0, comparativement à 2,9 pour les résidus sableux. La conductivité hydraulique (k) des résidus silteux (< 10^{-6} cm/s) est nettement plus faible que celle des résidus sableux ($3x10^{-4}$ cm/s) (Morgenstern et al., 2016).

Plusieurs problèmes sont survenus peu de temps après le début de la construction, ce qui a produit un rehaussement du niveau d'eau et produit une plus grande saturation des résidus. Des augmentations de pression interstitielle, une érosion interne transportant des particules fines, des changements de proportions de sables et de silts, des ajouts et des réparations de drains, des fissurations et des écoulements se sont enchainés. La mine a tenté d'implanter des solutions, mais celles-ci engendraient d'autres problèmes.

Tableau 2-3: Différentes propriétés des résidus sableux et silteux du parc à résidus Fundão (adapté de Morgenstern et al. 2016).

Propriétés	**Résidus sableux**	**Résidus silteux**
Fraction < 75 μm (%)	40-45	98-100
Fraction < 2 μm (%)	<2	20-25
Densité relative, D_r (-)	2,8-2,9	3,9-4,0
Indice de plasticité, I_p (%)	NP	7-11
Conductivité hydraulique, k (cm/s)	$3x10^{-4}$	< 10^{-6}

Les digues de résidus construites avec la méthode amont comportaient des matériaux lâches et saturés (en raison du mauvais drainage). Une couche de résidus silteux avec une résistance plus faible aurait contribué à la rupture. Les conditions non drainées ont occasionné une rupture rapide

accompagnée d'une perte de résistance. Des résidus se seraient liquéfiés sous la digue causant la rupture du parc et la liquéfaction des autres résidus laissant 32 millions de m^3 s'écouler, soit 61% du parc à résidus (Morgenstern et al., 2016). La ville Bento Rodriguez a été complètement détruite, l'eau n'est plus potable et au moins 19 personnes sont mortes suite à cette vague de boue (da Fonseca et da Fonseca, 2016).

2.4.7 Effet d'une perte de confinement

La perte de confinement dans les parcs à résidus peut engendrer la liquéfaction des résidus. La figure 2-15 illustre une perte de confinement lorsqu'une surface de rupture se produit. Pour le cas de Merriespruit en Afrique du Sud en 1994, cette rupture se serait produite suite à l'érosion de la pente aval (Fourie et al., 2001). Dans le cas du parc à résidus Aznalcòllar en Espagne en 1998, la translation de la fondation sous l'une des digues aurait été le mode de rupture ayant initié le processus de liquéfaction par perte de confinement. La liquéfaction du parc à résidus Fundão au Brésil en 2015 a été causée par un mauvais drainage et les résidus (sous-jacents de la digue construite par la méthode amont) ont subi une liquéfaction (Morgenstern et al., 2016).

La figure 2-15 montre schématiquement le phénomène de liquéfaction statique suite à une rupture (étape 1) par perte de confinement (selon James, 2015). Les résidus en amont sont exposés (étape 2) et peuvent gagner une certaine résistance temporaire due à une légère diminution des pressions interstitielles ($-\Delta u$) (étape 3A). L'eau s'écoule de la face exposée (étape 3B) pour tenter de retrouver un équilibre hydraulique ($+\Delta u$). La contrainte de confinement (σ'_3) diminue et devient très faible alors que la contrainte déviatorique (σ_D) reste élevée à cause du poids des résidus (étape 4). La pente (crée par la surface de rupture initiale) peut être trop abrupte pour rester stable et d'autres ruptures peuvent se produire (étape 5). La liquéfaction régresse vers l'amont et le processus peut se reproduire plusieurs fois jusqu'à l'atteinte de la stabilité (étape 6).

Certaines études ont été menées pour comprendre la réponse d'un sol suite à une perte de confinement sur le terrain (Harp et al., 1990) ou en laboratoire à petite échelle (Take et Beddoe, 2014), mais aucun résultat d'essai en laboratoire n'a été identifié dans la littérature (par l'auteur) pour simuler ce type de rupture à l'aide d'essais dans un appareil triaxial; ce type d'essai sera réalisé dans la suite de ce projet (voir Chapitre 4).

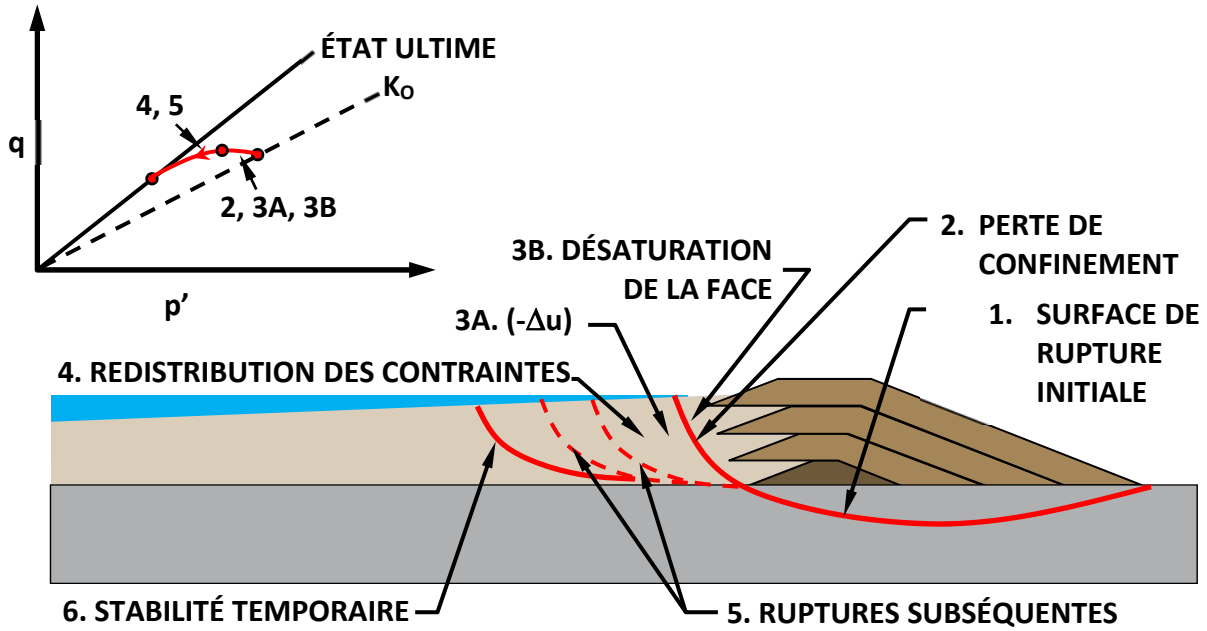


Figure 2-15: Illustration schématique du phénomène de liquéfaction statique suite à une perte de confinement des résidus en amont d'une digue de parc à résidus qui cède (adapté de James, 2015).

CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION ET MÉTHODOLOGIE

Les résidus miniers utilisés dans cette recherche ont été fournis par la mine Canadian Malartic, une mine d'or à ciel ouvert située dans la ville de Malartic (Québec) à environ 30 km à l'ouest de la ville de Val d'Or. Les échantillons de résidus ont été prélevés à la sortie du concentrateur de la mine Canadian Malartic en mai 2016, mis dans des barils étanches et transportés à Polytechnique Montréal. Les résidus ont été caractérisés en laboratoire à l'aide de plusieurs essais, usuellement selon les normes ASTM. Certaines étapes de la méthodologie des essais de caractérisation décrite dans le mémoire de L-Bolduc (2012) ont été utilisées afin de tenir compte de la particularité de ces résidus miniers. Ces aspects sont présentés sommairement dans ce qui suit et de manière plus détaillée dans les Annexes.

3.1 Caractérisation des résidus miniers

3.1.1 Préparation des résidus et analyses granulométriques

Après la livraison, les résidus ont été homogénéisés et mis dans des chaudières. Ces résidus ont été séchés à l'air libre, désagglomérés et tamisés, puis rincés afin d'en retirer les produits chimiques potentiels. Les résidus propres ont été séchés et tamisés une deuxième fois. Les méthodes d'homogénéisation, de séchage, de tamisage et de rinçage sont décrites plus en détail à l'Annexe A.

Les essais granulométriques ont été effectués selon la norme ASTM D422-63. Ces résidus miniers comportent une majorité de grains fins (< 75 μm). La sédimentométrie permet de caractériser la portion plus fine (< 75 μm) de la courbe granulométrique. La partie grossière (> 75 μm) de cette courbe est obtenue par tamisage. Les méthodes utilisées, avec les résultats du tamisage et de la sédimentométrie, ainsi que les courbes granulométriques, sont présentées en détail à l'Annexe B.

Les courbes granulométriques typiques obtenues de trois sédimentométries et tamisages sont présentées sur la figure 3-1 et les principaux résultats sont synthétisés dans le tableau 3-1. Ce tableau présente la portion de la fraction fine (< 75 μm) et de taille colloïdale (< 2 μm) pour chaque essai (ainsi que la moyenne). Les diamètres des grains équivalents au passant sur la masse totale correspondant à 10% (D_{10}), 30% (D_{30}), 50% (D_{50}) et 60% (D_{60}) sont aussi présentés. Les

coefficients de courbure (C_C) et d'uniformité (C_U) obtenus à partir des équations suivantes (Holtz et Kovacs, 1991) sont inclus dans le tableau 3-1.

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} \tag{3-1}$$

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{3-2}$$

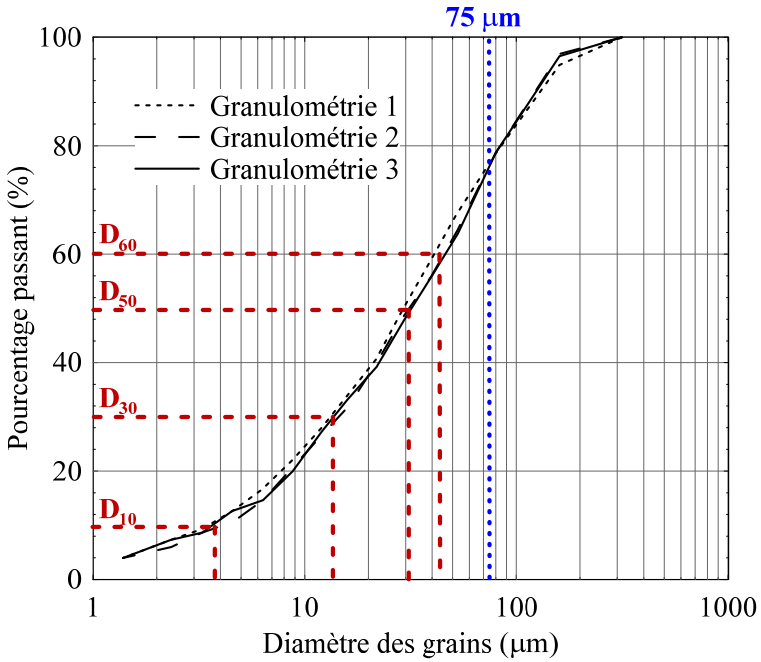


Figure 3-1: Courbes granulométriques de trois échantillons récupérés du mélange de résidus de la mine Canadian Malartic utilisé pour les essais en laboratoire.

La fraction sableuse de la mine Canadian Malartic représente environ 21% de la masse totale, comparativement à moins de 5% pour les échantillons prélevés antérieurement (voir tableau 2-1). Cette variation pourrait s'expliquer par une modification dans le processus d'extraction du minerai. La fraction sableuse plus abondante permet d'avoir un indice des vides (e) plus faible et une

meilleure résistance mécanique (Thevanayagam, 1998; Yamamuro et Lade, 1998; Amini et Qi, 2000; Polito et Martin, 2001). La courbe granulométrique (figure 3-1) montre un coefficient d'uniformité moyen (C_U) proche de 12 et un coefficient de courbure (C_C) d'environ 1,1 (tableau 3-1).

Tableau 3-1: Caractéristiques de la distribution granulométrique des résidus miniers de la mine Canadian Malartic suite à trois essais de sédimentométrie et de tamisage.

Granulométrie	**% < 75 µm**	**% < 2 µm**	**D_{10} (µm)**	**D_{30} (µm)**	**D_{50} (µm)**	**D_{60} (µm)**	**C_C**	**C_U**
1	78,6	6,2	3,5	13,3	29,2	41,2	1,2	11,7
2	78,7	5,3	4,2	14,6	31,4	45,9	1,1	11,0
3	78,7	6,2	3,7	13,8	32,2	46,6	1,1	12,6
Moyenne	78,7	5,9	3,8	13,9	30,9	44,6	1,1	11,8

Des tamisages supplémentaires ont été réalisés après les divers essais pour valider les résultats. Ces tamisages n'ont pas montré de différences significatives entre les essais. Aucune différence n'a été remarquée entre les échantillons séchés à l'air libre et au four. Des triplicatas granulométriques ont été effectués pour trois essais triaxiaux conventionnels. D'autres granulométries ont aussi été effectuées pour cinq essais triaxiaux et un essai œdométrique équipés de P-RAT. Aucune variation significative n'a été observée entre ces diverses granulométries (Annexe B).

La méthode de déposition hydraulique peut occasionner une ségrégation des particules dans les parcs à résidus (section 2.3.2.1). Doucet et al. (2015) ont démontré que ce phénomène ne se produisait pas de façon notable dans le parc à résidus de la mine Canadian Malartic, du moins au cours des récentes années. La granulométrie ne montrait pas de variation horizontalement ou même en profondeur (à l'exception de quelques échantillons légèrement plus grossiers en surface). Les échantillons caractérisés au laboratoire représentent bien la granulométrie du site.

3.1.2 Densité relative (D_r), compactage (e_{min}) et masse volumique minimale (e_{max})

La norme ASTM D854-14 a été utilisée pour mener les essais de densité relative des grains (D_r) et l'essai est décrit en détail à l'Annexe C. Une valeur de D_r de 2,69 a été obtenue pour les résidus de la mine Canadian Malartic. L'écart-type du triplicata est de 0,008, soit un peu supérieur à la limite de 0,006 prescrit par la norme. La valeur de D_r obtenue est proche des valeurs antérieures pour la mine Canadian Malartic (L-Bolduc, 2012; Poncelet, 2012; Contreras Romero, 2013). Elle est aussi dans la plage de valeurs répertoriées par Vick (1990) et Bussière (2007) pour des résidus de mines de roches dures (tableau 2-1).

L'essai de compactage Proctor modifié a été effectué en suivant la norme ASTM D1557-12. La méthode utilisée et les résultats détaillés sont présentés à l'Annexe D. Deux essais ont été effectués pour déterminer l'indice des vides minimal e_{min}, la masse volumique sèche maximale ρ_{dmax} (kg/m^3) et la teneur en eau optimale w_{opt} (%) (**Error! Reference source not found.**). L'indice des vides minimal (e_{min}) est de 0,45 pour une masse volumique sèche maximale (ρ_{dmax}) moyenne de 1854 kg/m^3 et une teneur en eau optimale (w_{opt}) de 12,9%. L'indice des vides minimal est inférieur à la valeur de 0,54 obtenue par Contreras Romero (2013). La granulométrie plus étalée et la présence d'une fraction sableuse plus abondante permettent un meilleur arrangement géométrique des grains et une diminution de l'indice des vides minimal (et une augmentation de la masse volumique sèche maximale ρ_{dmax}).

Cet indice des vides minimal est obtenu par compaction mécanique et peut impliquer une brisure de grains (contrairement à un essai sur table vibrante, ASTM 4253-16). Des essais ont aussi été tentés sur une table vibrante afin d'obtenir l'indice des vides minimal (e_{min}), mais les données de masse et de volume étaient incorrectes puisque des particules fines réussissaient à s'échapper entre la plaque de chargement et le moule pendant l'essai.

L'essai pour mesurer la masse volumique sèche minimale (ρ_{dmin}) donne aussi l'indice des vides maximal (e_{max}); il a été effectué en suivant la norme ASTM D4254-16 (Annexe E). Cet essai consiste à déposer un matériau sec le plus lâche possible dans un moule dont le volume est connu. Un indice des vides maximal (e_{max}) de 1,54 a été obtenu à l'aide de la méthode de la spatule qui

permet un meilleur contrôle. La méthode de l'entonnoir (ASTM D4254-16) a donné une valeur de 1,48.

Tableau 3-2: Résultats des essais de compaction Proctor modifié sur le mélange de résidus de la mine Canadian Malartic utilisé pour les essais en laboratoire.

Essai	w_{opt} (%)	ρ_{dmax} (kg/m^3)	e_{min}
1	12,7	1856	0,45
2	13,0	1852	0,45
Moyenne	12,9	1854	0,45

3.2 Protocole expérimental pour les essais triaxiaux et œdométriques

3.2.1 Méthode de déposition

La méthode de déposition hydraulique élaborée par Poncelet (2012) est utilisée pour la reconstitution des éprouvettes soumises aux essais triaxiaux et œdométriques.

Quelques modifications ont été apportées à cette méthode de déposition pour les essais menés à Polytechnique Montréal et à l'Université de Sherbrooke. Voici les principales caractéristiques appliquées pour réaliser ces essais:

i) Une teneur en eau de 36,5% a été utilisée pour tous les essais, comparativement à 36% pour Poncelet (2012) (et Contreras Romero, 2013) pour aider la saturation.

ii) Une cellule de malaxage différente a été utilisée à l'Université de Sherbrooke (figure 3-2a). Elle était légèrement moins étanche que celle utilisée à Polytechnique Montréal (figure 3-2b). Les équipements de désaération de l'eau étaient moins efficaces à l'Université de Sherbrooke que ceux de Polytechnique Montréal.

iii) Une contrepression de 50 kPa a été utilisée à l'Université de Sherbrooke pour compléter la saturation des éprouvettes soumises aux essais de consolidation avec mesures de vitesse d'onde de cisaillement (V_s). Les courbes de consolidation des essais menés à l'Université de Sherbrooke montrent un paramètre de Skempton (B) légèrement inférieur à 0,97 (ASTM 4767-04); les courbes sont similaires à celles des essais menés à Polytechnique Montréal (voir Chapitre 4 et Chapitre 5).

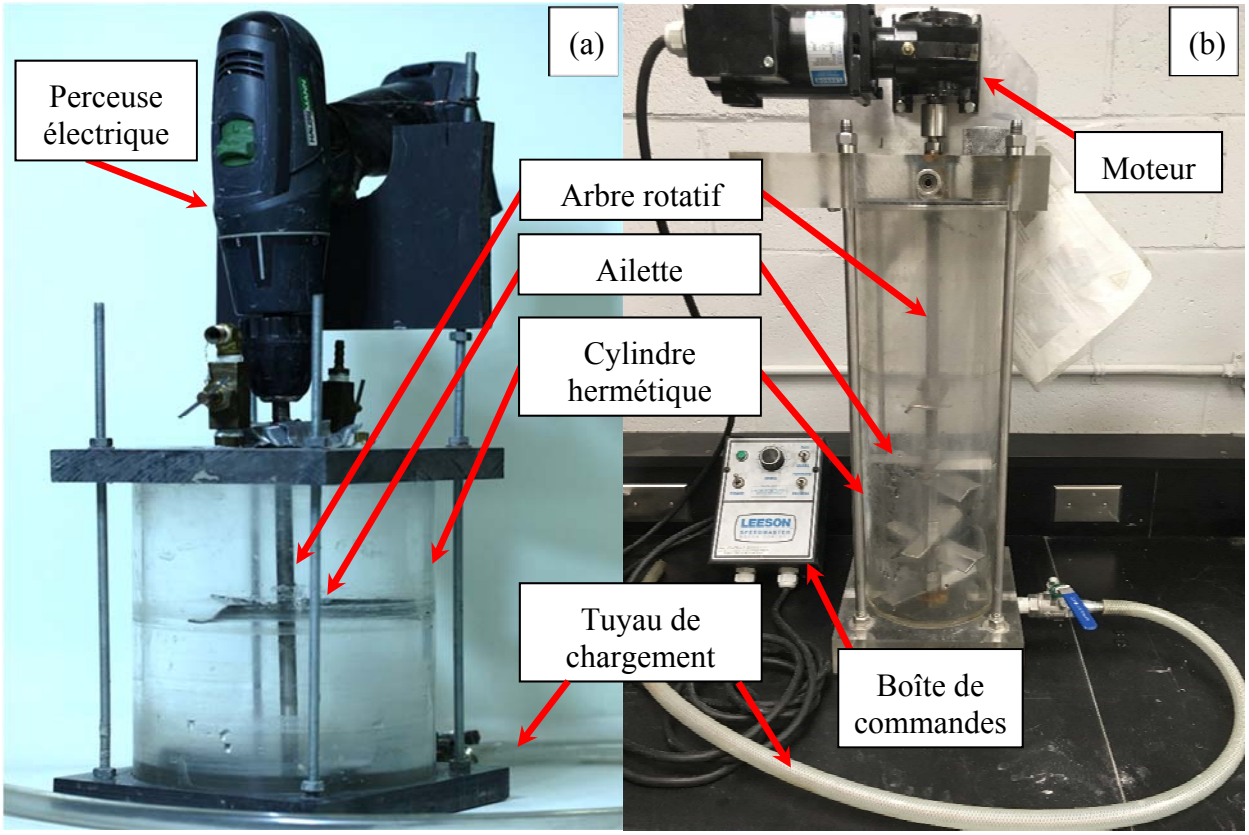


Figure 3-2: Cellule de malaxage et de désaération utilisée à: (a) l'Université de Sherbrooke; (b) Polytechnique Montréal.

iv) Plusieurs modifications ont été apportées au moule utilisé à l'Université de Sherbrooke pour l'adapter à la méthode de déposition. Un guide adapté au moule et un embout plus long ont été usinés pour la phase de densification (figure 3-3a). Cet embout de densification doit être remplacé par l'embout principal plus petit (et équipé d'un capteur P-RAT) adapté pour la cellule triaxiale (figure 3-3b).

v) La partie supérieure des éprouvettes des essais de consolidation en cellule triaxiale de l'Université de Sherbrooke doit être amputée (avec un fil de fer) après la phase de densification (et avant de mettre l'embout principal). Cette procédure permet à l'éprouvette d'être suffisamment petite pour s'insérer dans la cellule triaxiale de l'Université de Sherbrooke (figure 3-3b).

vi) Les éprouvettes testées à l'Université de Sherbrooke sont plus petites avec une hauteur de 110 mm et un diamètre de 51 mm comparativement à 200 mm et 100 mm pour celles testées à Polytechnique Montréal. La longueur du chemin de drainage est le même puisque la cellule triaxiale de l'Université de Sherbrooke ne permet qu'un chemin de drainage simple vers le bas comparativement à un drainage double pour la cellule triaxiale utilisée à Polytechnique Montréal.

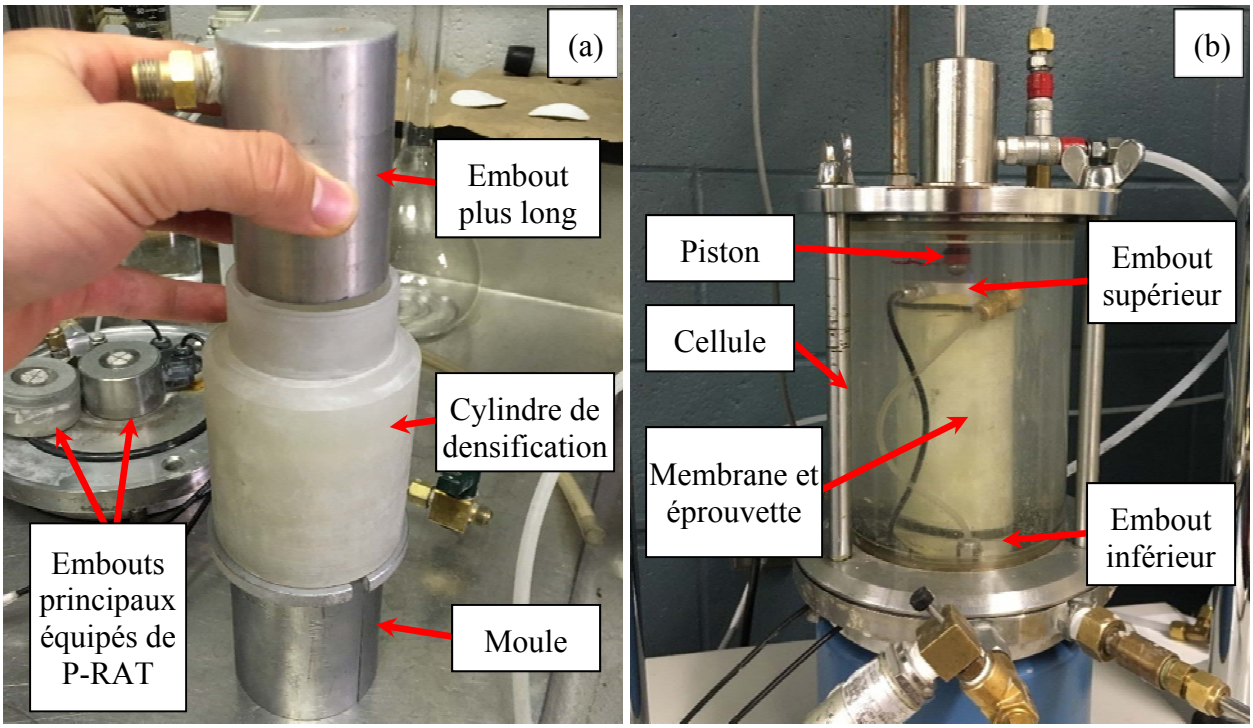


Figure 3-3: a) Moule utilisé à l'Université de Sherbrooke avec embout supérieur et cylindre de densification; b) cellule triaxiale de l'Université de Sherbrooke avec mesure de vitesses d'ondes de cisaillement.

3.2.2 Traitement des données des essais triaxiaux

Les essais en cellule triaxiale nécessitent le traitement des données brutes pour obtenir les résultats dans le format usuel (Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016). La norme ASTM 4767-04 présente la méthodologie utilisée dans la pratique pour les essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU). Les étapes de calculs sont sommairement décrites ci-dessous.

Lorsqu'une éprouvette initialement est soumise à un rapport des contraintes isotrope, $K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = 1$, la contrainte principale majeure (σ'_1) est identique à la contrainte principale mineure (σ'_3) pendant la consolidation (contrairement aux conditions anisotropes avec K≠1).

La consolidation isotrope a été menée progressivement pour des paliers de contraintes de 50, 100, 200, 400 et 500 kPa. La consolidation est achevée à chaque palier lorsque les pressions interstitielles (u) sont stables (Δu=0).

Pour une consolidation anisotrope (K≠1), le processus initial est le même, mais une contrainte déviatorique (σ_D) est appliquée en augmentant σ'_1 jusqu'à la valeur de K désiré. L'incrément doit se faire suffisamment lentement afin d'éviter le développement de surpressions interstitielles (Δu) durant la phase de chargement.

Des déformations se produisent lors de la consolidation et pendant les essais de compression triaxiale CU. Le volume initial mesuré de l'éprouvette V_0 (cm^3) est modifié selon le volume d'eau expulsé de l'éprouvette ΔV_c (cm^3) lors de la consolidation. L'aire sectionnelle de l'éprouvette après consolidation A_c (cm^2) peut être obtenue selon la hauteur de l'éprouvette après la phase consolidation H_c (cm) par l'équation suivante (ASTM 4767-04):

$$A_c = \frac{V_0 - \Delta V_c}{H_c} \tag{3-3}$$

La correction de l'aire sectionnelle de l'éprouvette A (cm^2) permet d'obtenir une contrainte déviatorique (σ_D) plus représentative pour les essais en compression triaxiale CU (ASTM 4767-04):

$$A = \frac{A_c}{(1 - \varepsilon_1)} \tag{3-4}$$

où la déformation axiale ($\varepsilon_{ax}=\varepsilon_1$) est définie par la variation de la hauteur de l'éprouvette ΔH (cm) et la hauteur de l'éprouvette après la phase de consolidation H_c (cm) (ou avant l'essai de compression triaxiale) (ASTM 4767-04):

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_c} \tag{3-5}$$

La cellule triaxiale de l'Université de Sherbrooke ne permet pas de mesurer la variation de la hauteur ΔH (cm) pour des essais avec consolidation isotrope due à l'absence de contact entre le piston et l'embout supérieur (figure 3-3b). Le changement de volume est évalué selon la géométrie. En supposant une éprouvette saturée et des déformations isotropes ($\varepsilon_{ax}=\varepsilon_{rad}$), le rayon après consolidation R_c (cm) est obtenu comme suit:

$$V_c = V_0 - \Delta V_c = \pi R_c^2 H_c \tag{3-6}$$

où V_c est le volume après la consolidation (cm^3); avec le rapport entre la hauteur (H) et le rayon (R) constant, on a:

$$\frac{H_c}{R_c} = \frac{H}{R} \tag{3-7}$$

L'équation devient:

$$V_c = \pi R_c^3 \frac{H}{R} \tag{3-8}$$

L'équation suivante est obtenue en isolant le rayon après consolidation (R_c):

$$R_c = \sqrt[3]{\frac{V_c}{\pi\, H/R}} \tag{3-9}$$

Deux méthodes permettent d'évaluer l'angle de frottement interne (ϕ'), soit selon le cheminement des contraintes dans le plan q-p' ou selon le diagramme de Mohr dans le plan τ-σ (Lambe, 1967; Holtz et Kovacs, 1991; Lade, 2016), comme démontré au Chapitre 2 (sections 2.1.1.4 et 2.4) et dans la section 4.7.3.

Le cheminement des contraintes dans le plan q-p' permet de définir la ligne de transformation de phase (TP) et son l'angle (γ) suite aux essais triaxiaux en conditions non drainées (CU), comme montrés dans la section 2.4.2. La ligne de rupture (K_f) peut aussi être caractérisée avec ces essais triaxiaux et ainsi obtenir l'angle à l'état stationnaire ψ' (pour l'angle de frottement à volume constant, ϕ_{cv}). L'angle de frottement interne effectif (ϕ') peut être obtenu selon l'angle de la ligne d'état stationnaire (ES) par l'équation suivante (Holtz et Kovacs, 1991):

$$\phi' = \phi'_{cv} = \sin^{-1}(tan\, \psi') \tag{3-10}$$

Cet angle ϕ'_{cv} permet aussi d'évaluer le coefficient K_0 tel que défini par l'équation (2-11). Le Chapitre 4 présente le résultat de plusieurs essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées avec les paramètres correspondants.

3.2.3 Traitement des données des essais œdométriques

Les essais œdométriques effectués à l'Université de Sherbrooke nécessitent un traitement de résultats expérimentaux pour obtenir les courbes de consolidation. La norme ASTM 2435-11 présente la méthodologie utilisée pour les essais de consolidation unidimensionnels usuels avec incrément de charge.

La méthode de déposition utilisée ici est celle de Poncelet (2012) avec la cellule de malaxage de l'Université de Sherbrooke (figure 3-2a) et les modifications décrites dans la section 3.2.1. Les étapes de traitement sont décrites ci-dessous.

L'anneau rigide de la cellule oedométrique mesure 63 mm de diamètre (et 30 mm de haut) et permet de définir l'aire sectionnelle de l'éprouvette (A). Le chargement se fait en ajoutant (ou en retirant) du poids sur un bras de levier. Le tassement de l'éprouvette est mesuré tout comme les vitesses d'ondes de cisaillement (voir Chapitre 5). Le chargement (ou déchargement) s'effectue à toutes les 24h après que les pressions interstitielles en excès (Δu) soient dissipées. L'éprouvette subit un chargement axial allant de 2 kPa à 1230 kPa ce qui permet de définir la courbe de compression vierge. On applique ensuite un déchargement jusqu'à 2 kPa afin d'obtenir la courbe de recompression. La hauteur de l'éprouvette H (cm) est mesurée à la fin de l'essai et la hauteur après consolidation H_c (cm) est obtenue avec les mesures de tassement ΔH (cm):

$$H_c = H - \Delta H \tag{3-11}$$

L'éprouvette est ensuite séchée au four pour obtenir la masse des résidus secs (M_s). Le volume des résidus secs V_s (cm^3) est obtenu avec l'équation suivante (ASTM 2435-11):

$$V_s = \frac{M_s}{D_r \rho_w} \tag{3-12}$$

où M_s représente la masse de résidus secs (g), D_r la densité relative des grains et ρ_w la masse volumique de l'eau (g/cm^3).

La hauteur de solides H_s (cm) est obtenue avec l'aire sectionnelle de l'éprouvette A (cm^2) et le volume de solides V_s (cm^3):

$$H_s = \frac{V_s}{A} \quad [cm] \tag{3-13}$$

L'indice des vides (e) peut être obtenu selon la hauteur après consolidation (H_c) et la hauteur de solides (H_s) avec l'équation suivante:

$$e = \frac{H_c - H_s}{H_s} \quad [-] \tag{3-14}$$

La contrainte axiale appliquée pour chaque palier est donnée avec l'équation suivante (ASTM 2435-11):

$$\sigma_1 = \frac{F}{A} \times B_L \tag{3-15}$$

où σ_1 est la contrainte axiale (kPa), F est la charge axiale (N), A l'aire sectionnelle de l'éprouvette (cm^2), B_L le facteur multiplicatif du bras de levier.

3.3 Sommaire des deux articles

L'objectif principal de ce projet de maîtrise consistait à développer une méthode pour évaluer le potentiel de liquéfaction statique des résidus miniers. Des essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) permettent de déterminer l'état stationnaire (notamment), alors que la mesure de vitesses d'onde de cisaillement (V_s) permet de caractériser d'autres aspects du comportement des résidus miniers qui seront abordés plus loin.

3.3.1 Essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU)

Le Chapitre 4 présente le premier des deux articles portant sur des essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) conventionnels et avec une réduction du confinement menés à Polytechnique Montréal sur des résidus placés avec la méthode de Poncelet (2012) (Grimard et al., 2017a). Un article de conférence intitulé « *A Study of the Static Liquefaction of Tailings* » a présenté ces premiers résultats (Grimard et James, 2017).

L'Annexe F présente les résultats détaillés de ces essais triaxiaux pour des éprouvettes (de 100 mm de diamètre et 200 mm de haut) de résidus consolidés avec des contraintes initiales de 50, 100, 200, 400 et 600 kPa. Elle présente aussi deux essais avec une pression interstitielle ajoutée par une augmentation de la contrainte de confinement (σ_c) en conditions consolidées non drainées avant d'appliquer la compression. La vitesse de déplacement en compression est de 1,5 µm/s, ce qui laisse le temps aux pressions interstitielles de s'uniformiser durant le chargement. Quatre autres essais triaxiaux en consolidation anisotrope (K_0) ont été soumis à une réduction de la contrainte de confinement (σ_c).

La contrainte déviatorique (σ_D), la contrainte principale majeure (σ_1), les pressions interstitielles (u) ainsi que la contrainte principale mineure (σ_3) sont enregistrées pour chaque essai (présentées à l'Annexe F). Le cheminement des contraintes est aussi présenté. Ces essais ont permis de définir l'état stationnaire et d'estimer le coefficient des terres au repos (K_0=0,38) pour les résidus de la mine Canadian Malartic. Ces essais ont aussi permis de valider les courbes de consolidation obtenue à l'Université de Sherbrooke (avec mesures de V_s).

L'Annexe F présente aussi un essai supplémentaire effectué dans la cellule triaxiale avec une contrainte faible (2 kPa) afin d'évaluer l'indice des vides initial « maximal » à l'état saturé. L'indice des vides obtenu est de 1,00 pour cette contrainte de 2 kPa.

3.3.2 Essais de consolidation triaxiaux et œdométriques avec mesure de V_s

Le Chapitre 5 présente les essais de consolidation dans des cellules triaxiales et œdométriques menés à l'Université de Sherbrooke sur des résidus déposés selon le protocole de Poncelet (2012) (Grimard et al., 2017c). Quelques modifications ont été apportées au protocole de laboratoire comme présenté dans la section 3.2.1. Un article de conférence intitulé « *Physical and mechanical characterisation of hydraulically deposited tailings using shear wave velocity* » a présenté les premiers résultats (Grimard et al., 2017b).

Les vitesses des ondes de cisaillement (V_s) ont été mesurées avec la technique de l'anneau piézo-électrique (P-RAT) pour chaque palier de consolidation. Quatre essais de consolidation isotropes et deux essais anisotropes (K_0=0,38) ont été effectués dans la cellule triaxiale avec des éprouvettes de 50 mm de diamètre et 100 mm de haut. Deux autres essais de consolidation ont été réalisés dans une cellule œdométrique de 63 mm de diamètre et 30 mm de haut. Ceci a permis d'avoir des indices des vides (e) plus élevés et des contraintes effectives (σ') plus faibles comparativement à l'appareil triaxial. Les résultats sont présentés en détail pour chaque essai à l'Annexe G.

Différentes relations sont établies entre les vitesses d'ondes de cisaillement (V_s), la contrainte effective moyenne ($\sigma'_m = \frac{2\sigma'_3+\sigma'_1}{3}$) et l'indice des vides (e). L'influence du rapport de surconsolidation (OCR) a aussi été évaluée avec des cycles de déchargement et rechargement pendant les essais triaxiaux avec consolidation isotrope. Les résultats de laboratoire sont comparés avec les vitesses d'onde de cisaillement (V_s) mesurées sur le terrain par des essais SCPT.

Ces relations visent à caractériser les résidus sur le terrain et évaluer leur état comme discuté dans le Chapitre 6.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: A LABORATORY INVESTIGATION OF THE RESPONSE OF CONSOLIDATED TAILINGS TO UNDRAINED COMPRESSIVE LOADING AND REDUCED CONFINEMENT

Ce chapitre présente le premier des deux articles scientifiques soumis à la revue canadienne de géotechnique pour publication éventuelle. Il a été rédigé par Louis-Philippe Grimard, Michael James et Michel Aubertin. L'article présente une étude de laboratoire sur le comportement de résidus miniers soumis à des essais de compression en conditions non drainées et à une baisse du confinement. La preuve de soumission est présentée à l'Annexe H.

Manuscript to be submitted to the Canadian Geotechnical Journal

Louis-Philippe Grimard[1], Michael James and Michel Aubertin

Louis-Philippe Grimard, ing. jr
M.Sc.A. Candidate, Research Institute on Mines and Environment Polytechnique Montréal, QC, Canada
Tel.: (514) 913-4744
louis-philippe.grimard@polymtl.ca

Michael James, ing., Ph.D.
Geotechnical Engineer, Research Institute on Mines and Environment Polytechnique Montréal, QC, Canada
michael.james@polymtl.ca

Michel Aubertin, ing., Ph.D.
Emeritus Professor, Research Institute on Mines and Environment Polytechnique Montréal, QC, Canada
michel.aubertin@polymtl.ca

[1] Corresponding author

4.1 ABSTRACT

The main results of a laboratory investigation of the response of tailings to undrained compressive loading and to loss of confinement are presented. Saturated specimens were prepared in a triaxial cell by hydraulic deposition. Specimens were consolidated to stresses of 50 to 600 kPa and then tested in undrained, monotonic compression. The initial response of the tailings to undrained compressive loading was contractive and characterized by the development of positive excess pore water pressure. Phase transformation occurred at a stress ratio (q/p') of about 0.53 and the ensuing dilative response showed a pore water pressure decrease until the steady state was attained at a stress ratio around 0.62. The ultimate response of the specimens showed limited liquefaction; the steady state condition was attained but there was no significant strength loss. A few tested specimens were consolidated anisotropically (K_0=0.38) and subjected to undrained instantaneous loss of confinement by significantly reducing the confining stress while maintaining the vertical axial stress. This stress path resulted in strength loss and flow liquefaction of the tailings.

Key words: Tailings, Undrained, Triaxial compression, Loss of confinement, Liquefaction, Steady state

4.2 RÉSUMÉ

Les principaux résultats d'une étude en laboratoire sur le comportement des résidus miniers soumis à des essais de compression triaxiale non drainée et à une perte de confinement sont présentés. Des éprouvettes saturées ont été préparées dans une cellule triaxiale par déposition hydraulique. Les éprouvettes ont été consolidées à des contraintes de 50 à 600 kPa, puis testées sous un chargement monotone non drainé. La réponse initiale des résidus à la contrainte déviatorique de compression en condition non drainée a été contractante et caractérisée par le développement de pressions interstitielles en excès. La transformation de phase s'est produite à un rapport de contrainte (q/p') d'environ 0,53 et la réponse dilatante qui a suivie a montré une diminution de la pression interstitielle jusqu'à l'atteinte de l'état de stationnaire à un rapport de contrainte autour de 0,62. La réponse finale des éprouvettes indique qu'il y a eu une liquéfaction limitée; l'état stationnaire a été atteint, mais il n'y a pas eu de perte de résistance significative. D'autres éprouvettes ont été

consolidés de manière anisotrope (K_0=0,38) et soumises à une perte de confinement rapide, non drainée, en réduisant significativement la contrainte de confinement tout en maintenant la contrainte axiale. Ce type de cheminement des contraintes a entraîné une perte de résistance et une liquéfaction des résidus.

Mots-clés: Résidus, Non drainée, Compression triaxiale, Perte de confinement, Liquéfaction, Liquéfaction limitée

4.3 Introduction

The most severe consequences of tailings dike rupture are caused by the flow of liquefied tailings. In several cases, such flows have caused loss of life such as the flow resulting from the 2015 Samarco Tailings Dam in Brazil (Morgenstern et al. 2016; Riveros and Sadrekarimi 2017) or extensive environmental damage such as the flow from the 2014 Mount Polley Tailings Storage Facility in Canada (Morgenstern et al. 2015; McLeod 2016). Depending on their state (density and stress conditions), tailings can be liquefied as a result of stress changes caused by, for example, raising of the dike in the upstream direction or rupture of the retention dike.

Tailings from hard rock mines are non-plastic silt with minor amounts of sand. They are most commonly deposited as slurry in tailings impoundments and allowed to consolidate under self-weight. Tailings consolidate relatively slowly, and the degree of consolidation is affected by the placement of additional tailings and water on the surface. The degree of consolidation in an active tailings impoundment can vary considerably with time and space and pore water pressures may not become hydrostatic for years after the end of tailings deposition. The deposition from various points along the crests of the retention dikes often leads to gradational segregation, with a loose, interbedded structure. Occasional lenses of over-consolidated material due to exposure at the surface may sometimes occur. Such deposits may be susceptible to liquefaction under static or dynamic loading (James and Aubertin 2010, 2016; Ferdosi et al. 2015; James 2015).

Evaluating the potential for static liquefaction of tailings, although less studied, is important for two main reasons. Firstly, the construction of retention dikes by the upstream method (still commonly used) can cause undrained loading of the tailings underlying the raise, potentially

leading to their liquefaction; this may also cause additional pressure on the retention dike or reduced support beneath the raise. Secondly, the rupture of a retention dike (for any reason) typically leads to a loss of confinement within the retained tailing and cause their liquefaction and flow. This latter phenomenon was cited as an important factor in the 1994 failure of the Merriespruit tailings dam in South Africa that resulted in 17 fatalities and destroyed dozens of homes (Fourie et al., 2001). There is, however, a paucity of experimental results related to static liquefaction of tailings, because it has not been investigated as much as dynamic (cyclic) liquefaction.

The response of consolidated tailings specimens to undrained compression and to undrained loss of confinement was evaluated using triaxial testing. The undrained triaxial compression tests simulate, for instance, loading of the underlying tailings due to the construction of an upstream dike raise, while undrained loss of confinement may simulate unloading of the retained tailings caused by a rupture of the retention dike.

4.4 Tailings characteristics

Tailings were provided by the Canadian Malartic Mine west of the City of Val d'Or in the Abitibi region of Quebec (Canada). This is an open pit mine producing gold from hard rock deposits. The tailings slurry is deposited into an upstream-raised tailings impoundment. Tailings samples were obtained from the mill in the summer of 2016 and shipped to Polytechnique Montréal, Quebec. The pore water was replaced by rinsing to remove residual chemicals in the tailings. The tailings were then air-dried. Standard geotechnical characterisation testing was conducted on the tailings (Grimard, 2017; Grimard and James, 2017).

A relative density, D_r, of 2.69 was measured for the tailings particles (ASTM 2014). The grain size distribution (ASTM 2007) curves of three specimens of the tailings are presented on figure 4-1. The tailings consist of about 80% fine particles (<0.075 mm), mostly silts, and 20% fine-grained sand. The non-plastic tailings are classified as low plasticity silt (ML) per the Unified Soil Classification System (USCS) (Holtz et al., 2011). The minimum void ratio (e_{min}) of the tailings is 0.45 and maximum void ratio (e_{max}) is 1.57, as determined using ASTM standards D1557-12 (ASTM 2012) and ASTM D4254-16 (ASTM 2016), respectively. The tailings deposited as slurry

have a deposition-specific void ratio (e_{2kPa}) of 1.00 for an isotropic consolidation stress of 2 kPa in a triaxial cell. A description and results of consolidation tests are presented below.

The tailings shear wave velocities (V_s) measured during triaxial and consolidation tests varied between 72 m/s and 318 m/s at mean effective stresses between 9 kPa and 920 kPa (Grimard, 2017; Grimard et al., 2017a; Grimard et al., 2017b).

These characteristics are in good agreement with those obtained previously for the Canadian Malartic Mine tailings (Saleh Mbemba, 2011; L-Bolduc, 2012; Poncelet, 2012; Contreras Romero, 2013; Essayad, 2015) and also for other tailings from hard rock mines (Aubertin et al., 2002a; Bussière, 2007; Aubertin et al., 2011).

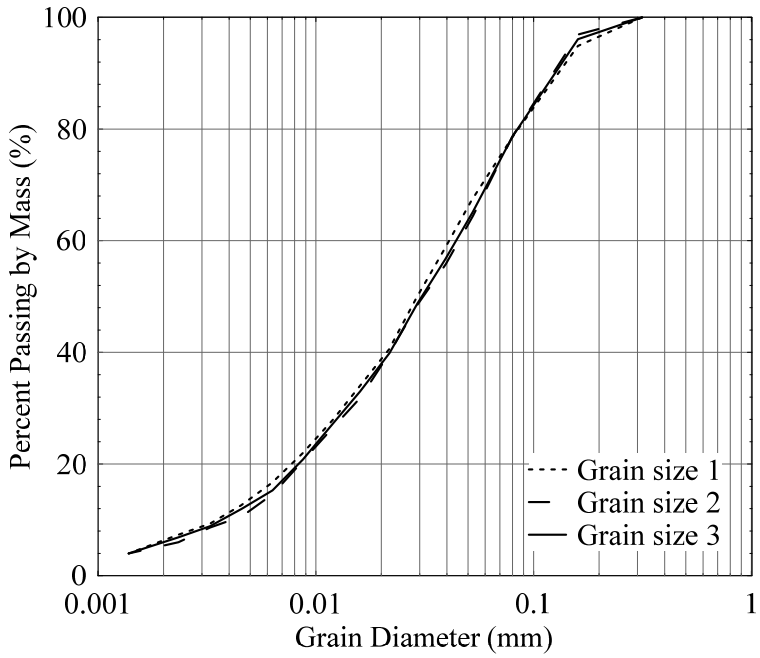


Figure 4-1: Grain size distribution curves of the tailings for 3 samples.

4.5 Specimen preparation for triaxial testing

Triaxial testing was conducted using a computer-controlled hydraulic press. The triaxial testing protocol consisted of specimen preparation, consolidation and then deviatoric loading. Specimen

preparation is described in this section and consolidation and loading are described in the following sections.

The geotechnical behavior of soils and tailings is a function of their intrinsic characteristics and structure, the stress state and history, as well as the nature and magnitude of the applied loads. The relevance of laboratory testing depends on the ability to simulate the predominant factors influencing the behavior being investigated. The behavior of cohesionless soils and tailings can be significantly influenced by the method of specimen preparation or deposition (Vaid et al., 1999). As it is very difficult to obtain undisturbed samples of tailings, the specimen preparation in the laboratory should adequately simulate the method of deposition in the field. A slurry deposition method developed by Poncelet (2012) was used in this investigation (see also Contreras Romero 2013 and Grimard 2017). This method simulates the hydraulic deposition of tailings and produces saturated, relatively loose specimens without significant segregation by grain size. With this technique, back pressure may not be necessary to induce adequate saturation of the specimen. This can be important because the use of a back pressure may sometimes influence resistance to liquefaction (Xia and Hu, 1991; Okamura and Soga, 2006).

The method implemented here is shown schematically in figure 4-2. Dry tailings were mixed with demineralized, deoxygenated water to form a slurry with a water content of about 36.5% (void ratio between 0.97 and 1.01) and placed in a hermetically-sealed mixing cell (figure 4-2a). A suction of 95 kPa was applied while the slurry was mixed for about an hour (figure 4-2b). A specimen mold was fitted with membranes and filled with water. The slurry was transferred to the mold using a plastic tube with a 50 kPa pressure to induce flow (figure 4-2c). During the deposition process, the end of the tube was kept about one centimeter above the deposited tailings (figure 4-2d).

A densification phase was necessary before removal of the mold for the stability of the specimen. A suction of 18 kPa and a 15 kPa axial load were applied for about 45 minutes, leading to an initial void ratio, e_o, between 0.60 and 0.64 at the start of the test (for a confining stress around 11 kPa). A somewhat looser specimen (Tx-30-1P) was prepared with a suction of 5 kPa, leading to an initial void ratio (e_o) of 0.66 for an initial confining stress near 5 kPa. The experimental consolidation curves are presented below (see also Grimard 2017 for more details).

After the densification phase, the specimen was sufficiently stable for manipulation. The cylindrical specimens were about 100 mm in diameter and 200 mm in height. The suction was

removed, and the consolidation phase was initiated. Skempton's pore water pressure parameter "B" was at least 0.97, giving a satisfactory degree of saturation (e.g. ASTM D-7181-11).

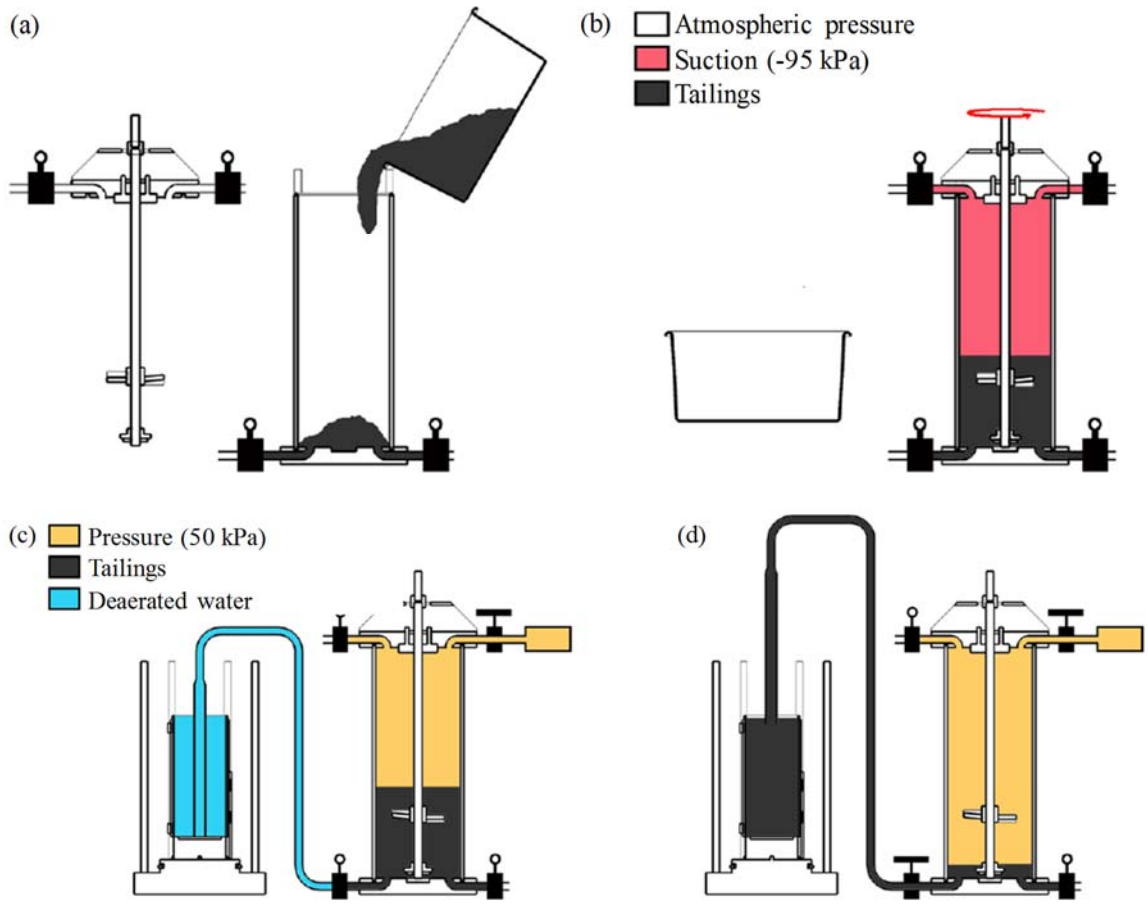


Figure 4-2: Specimen preparation: (a) Tailings poured into the mixing device for saturation; (b) Mixing under suction for saturation; (c) mold filled with water and application of pressure for tailings deposition; and (d) Filling of the mold with tip of deposition tube just above surface of the tailings (adapted from Poncelet 2012).

4.6 Triaxial consolidation

Seven specimens were prepared as described above and then consolidated isotopically in the triaxial cell to effective confining stresses of 50, 100, 200, 400 and 600 kPa. Another specimen

prepared with a suction of 5 kPa (for initial densification) to produce a lower density was consolidated isotropically to an effective confining stress of 30 kPa. The specimens prepared and consolidated in the triaxial cell are identified in table 4-1. After the specimens were consolidated, the valves were closed to induce undrained conditions. The isotropic consolidation curves are shown in figure 4-3.

Table 4-1: Consolidation and undrained triaxial compression testing parameters.

Test No.	σ_c' (kPa)	Δu (kPa)	e_c	K	B	ε_{rate} μm/s
Tx-50-1	50	0	0.61	1.00	0.99	1.5
Tx-100-6	100	0	0.60	1.00	0.98	1.5
Tx-200-1	199	0	0.56	1.00	0.99	1.5
Tx-400-2	399	0	0.55	1.00	1.00	1.5
Tx-600-1	599	0	0.52	1.00	1.01	1.5
Tx-30-1P	29	71	0.64	1.00	0.99	1.5
Tx-200-1P	201	200	0.57	1.00	1.01	1.5

σ'_c – Effective vertical consolidation stress;

Δu – Pore water pressure increment;

e_c – Consolidated void ratio;

K – Ratio of horizontal to vertical effective stresses;

B – Skempton's B-value;

ε_{rate} – Displacement rate used for compressive loading.

The consolidated void ratios varied from 0.63 for Test Tx-30-1P at 50 kPa to 0.52 for Tx-600-1 at 600 kPa. The consolidated void ratios of the different specimens at a given effective confining stress varied with the initial void ratio. As shown in figure 4-3, the different consolidation curves are almost parallel. However, at relatively high stresses, the compression index, C_c tends to vary

with the initial void ratio, e_0, as is often the case (Aubertin et al., 1996; Blight, 2003; Essayad et al., 2016). The final void ratio, e_f, also depends on the initial void ratio, e_o, as shown on figure 4-3.

The compression index, C_c, of the tailings is near 0.09 at higher consolidation stresses, which is in the typical range obtained for hard rock tailings (Aubertin et al., 1996; Bussière, 2007; Essayad et al., 2016; Grimard, 2017).

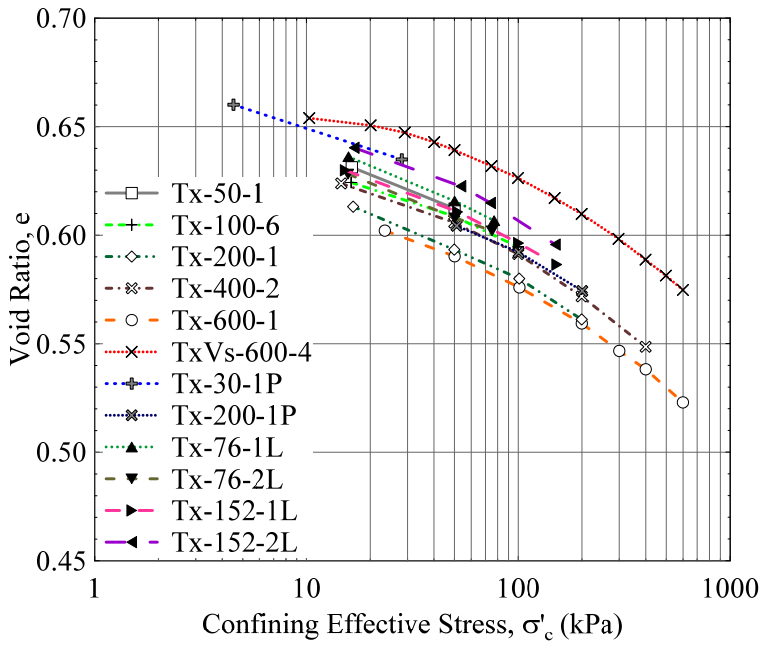


Figure 4-3: Consolidation curves obtained from isotropic triaxial compression tests.

The coefficient of consolidation, c_v, of the tailings was calculated using the methods of Casagrande and of Taylor (Holtz et al., 2011). The values varied with the effective consolidation stress from about 0.29 cm^2/s at 50 kPa to about 2.65 cm^2/s at 600 kPa. The c_v values from consolidation testing are plotted as a function of the effective consolidation stress on figure 4-4. The relationship is linear in semi-logarithmic space and can be approximated by Eq. (4-1) (with a coefficient of determination, R^2, of 0.96).

$$c_v = 0.83 \ln(\sigma_c') - 2.80 \tag{4-1}$$

The experimental values of c_v are in the same ranges reported by others for Canadian Malartic tailings (L.Bolduc and Aubertin, 2014; Essayad, 2015).

In two specimens, Tx-30-1P and Tx200-1P, the cell pressures were increased by 70 kPa and 200 kPa, respectively, to produce an increase of the confining pressures and pore water pressures while maintaining the same effective stresses in the specimens.

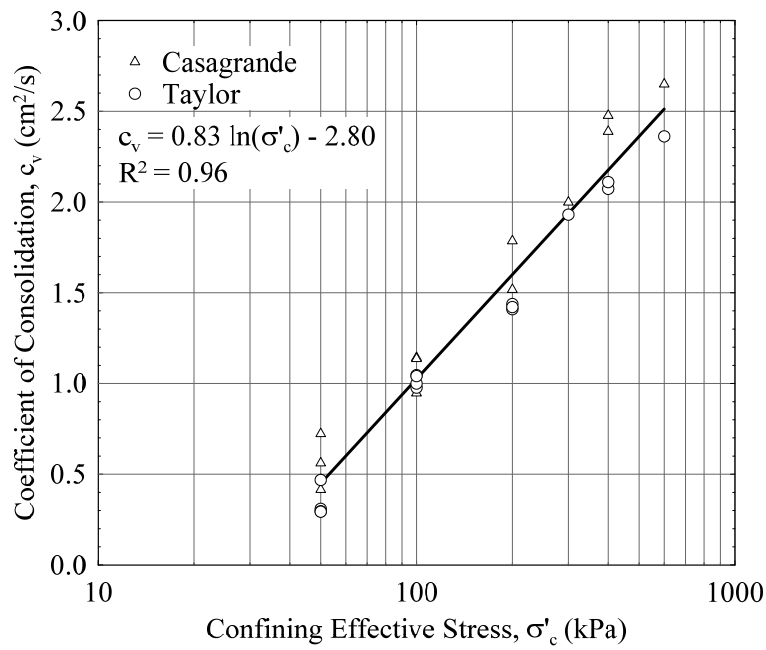


Figure 4-4: Coefficient of consolidation, c_v, obtained from commonly used methods.

4.7 Undrained monotonic compression

As noted above, the tailings specimens were consolidated and tested under undrained, monotonic (quasi-static) compression. This simulates for instance the response of tailings during the construction of an upstream-raise tailings dam.

4.7.1 Methodology

Seven undrained triaxial compression tests were conducted on isotropically consolidated specimens of the tailings. The testing parameters are presented in table 4-1. Five of the specimens were consolidated to effective stresses of 50 to 600 kPa. As indicated above, specimens Tx-30-1P and Tx-200-1P were consolidated isotropically, to effective stresses of 30 and 200 kPa with pore water pressures of 70 and 200 kPa, respectively. The cell pressure was increased under undrained conditions in these tests to assess if the larger pore water pressure in the specimen had any appreciable effect on the tailings response (at a given effective stress). Testing with a larger pore water pressure in the specimens may simulate, for instance, conditions at depth with an hydrostatic pressure distribution (test Tx-200-1P) or the effect of excess pore water pressure due to ongoing (no yet completed) consolidation (test Tx-30-1P).

After preparation and consolidation, the specimens were subjected to undrained axial compressive loading in the form of strain-controlled compression at the rate of 1.5 μm per second. This rate was slow enough to maintain pore water pressure uniformity within the specimens during compression (Hyde et al., 2006). The vertical displacement of the specimen was continuously recorded as the stresses and pore water pressures developed.

Testing was conducted until an axial strain of about 20% was attained.

To calculate the void ratios (e), the initial specimen dimensions were measured to define the initial total volume, V_{Ti}. The dry mass, M_s, of the specimen was measured after testing. The volume of solids was obtained from the dry mass and the relative density of the solid grains, D_r. The volume of water that exited the saturated specimens, ΔV_w, was measured at the end of each stage of consolidation and used to determine the corresponding volumes. The volume of water, V_w, and volume of solids, V_s, is thus known at each stage of consolidation. The void ratio was then calculated using Eq. (4-2):

$$e = \frac{V_{Ti} - M_s/D_r + \Delta V_w}{M_s/D_r} = \frac{V_w}{Vs} \tag{4-2}$$

4.7.2 Main Results

Loading was strain-controlled, so the basic results are presented in terms of the response of the specimens to the imposed strains. Figure 4-5 presents the results of the undrained compression testing. On this figure, the deviatoric stress (Eq. (4-4)), σ_D, effective major principal stress, σ'_1, pore water pressure, u, and the effective minor principal stress, σ'_3, are plotted versus the axial vertical strain, $\varepsilon_{ax}=\varepsilon_1$.

The first 1% of axial strain resulted in a rapid increase in the effective major principal stress, σ'_1, the deviatoric stress, σ_D, and the pore water pressure, u, in all the specimens. The increases in the pore water pressures are indicative of contractive behavior. Subsequently, the rates of increase of deviatoric stress and pore water pressure decreased until peak values of pore water pressure were attained at 2% for Test Tx-50-1 (σ'_c=50 kPa) and at 2.5% for Test Tx-600-1 (σ'_c=600 kPa). In this interval, the effective major principal stresses decreased slightly. The peak u values are attained at an axial strain of about 2 to 2.5%. The continuous straining produced increasing deviatoric stresses (figure 4-5a), with the pore water pressures decreasing progressively (figure 4-5c) until about 12% strain; these decreases indicate dilative behavior. During this interval, the deviatoric stresses and the effective major principal stresses increased until about 12% strain, where the deviatoric and effective principal stresses attained their maximum values and began to plateau (or decline slightly). The pore water pressures also became relatively stable after 12% strain.

The change from contractive to dilatant behavior is known as phase transformation (PT). This occurred in all the specimens at a strain of 2 to 2.5%. After this, the specimens reached the critical state. Beyond about 12% strain, the deviatoric stress (corrected for the specimen area) and pore water pressures in the specimens were quasi-constant. This correspond to the definition of critical state (or steady state), i.e. continued strain at constant stress and constant volume.

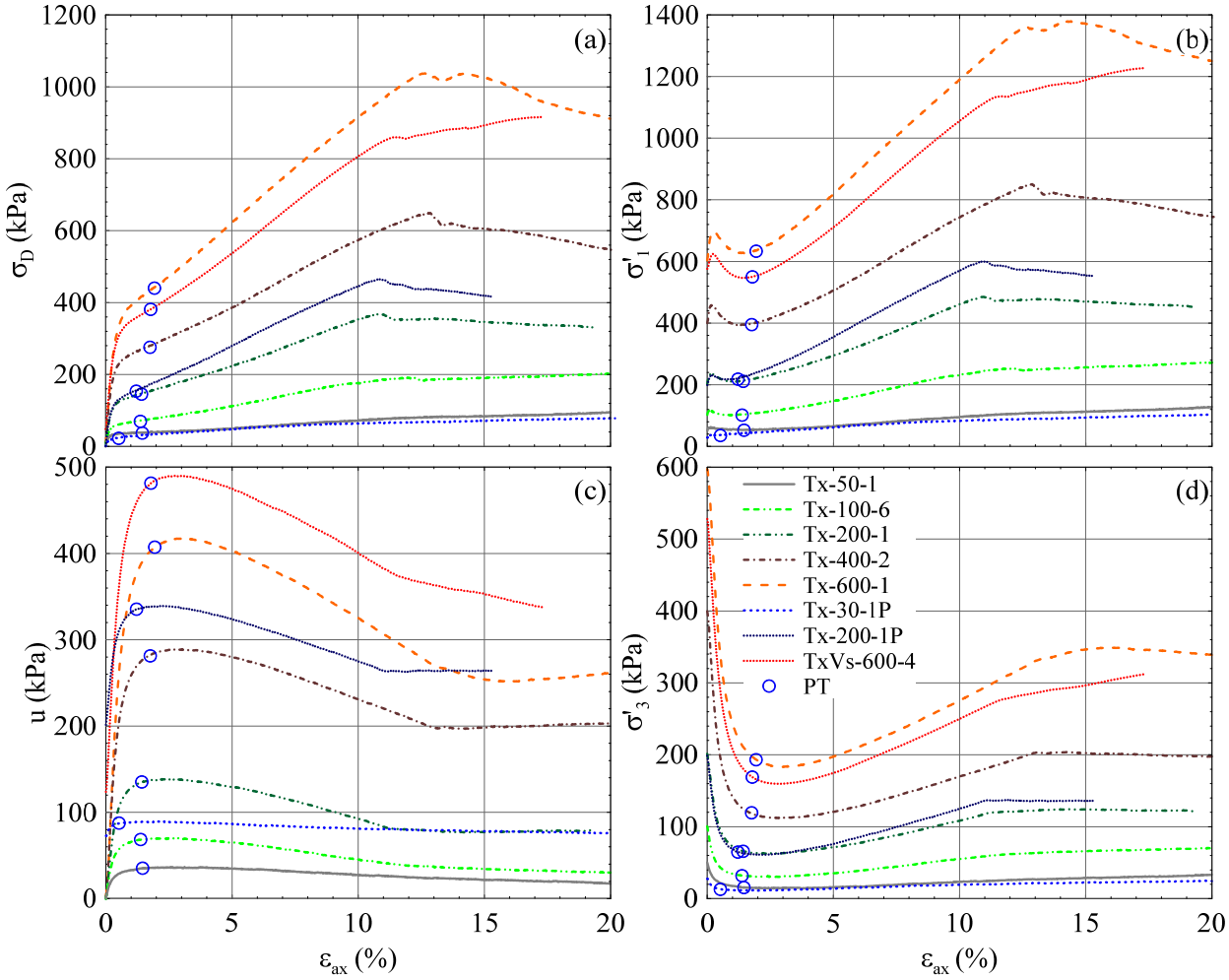


Figure 4-5: Results of undrained compression testing of tailings: (a) Deviatoric stress, σ_D, vs axial strain, ε; (b) Effective major principal stress, σ'_1, vs axial strain; (c) Pore water pressure, u, vs axial strain; and (d) Effective minor principal stress, σ'_3, vs axial strain. The (blue) circles indicate phase transformation (PT).

It should be noted that beyond an axial strain of about 10%, the shape of the specimens become somewhat irregular, so the values provided here (for stress, strain and void ratio) are less precise in the latter parts of the tests. Nonetheless, the results can be considered on a comparative basis to assess the general tendencies and behavior.

4.7.3 Analysis

The stress paths followed during the tests are plotted in p'-q plane in figure 4-6, where p' is the mean effective stress and q is the deviatoric stress; they are calculated using the following equations:

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \tag{4-3}$$

$$q = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_D}{2} \tag{4-4}$$

The stress paths indicate that while the deviatoric stress, q, increases monotonically, the mean principal stress, p', initially increases slightly and then decreases. The stress path thus curves up and to the left. Once the specimens undergo phase transformation (from contractive to dilatant behaviour), the mean effective stress, p', and the deviatoric stress, q, both increase and then follow a constant slope (corresponding to the critical state).

The critical state friction angle of the tailings, ϕ'_{cs}, can be obtained from the slope of the critical state line (K_f), i.e. angle (ψ'), in p'-q plane using Eq. (4-5) (Blight, 2010; Holtz et al., 2011):

$$sin(\phi'_{cs}) = tan(\psi') \tag{4-5}$$

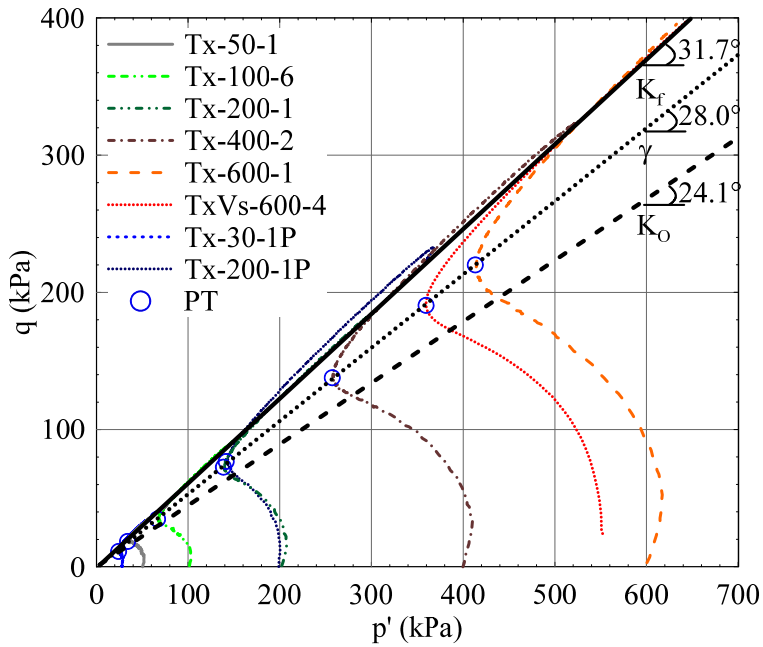


Figure 4-6: Stress paths (p'─q) of the undrained triaxial compression tests on the tailings.

An effective angle of internal friction, ϕ'_{cs}, of 38.1° is obtained for ψ = 31.7°. This value of ϕ'_{cs} is equal (or very close) to the peak internal friction angle (at failure) for most tests.

The at-rest earth pressure coefficient, K_0 can be obtained from the well-known Jaky's equation:

$$K_0 = 1 - sin\phi'_{cs} \tag{4-6}$$

This leads to K_0=0.38. Eq. (4-3) and (4-4), can be used to define the at-rest angle (β) in p'-q space, which takes a value of 24.1°. Fourie and Tshabalala (2005) observed that the critical state is not sensitive to the mode of consolidation (isotropic or anisotropic).

Mohr circles can also be used to determine the critical state friction angle, ϕ'_{cs}, and to obtain the internal friction angle, ϕ', under various strain levels (Blight, 2010). Figure 4-7 presents the Mohr's circles of the tested specimens at 12% axial strain (at critical state). The line tangent to the circles represents the effective angle of internal friction, ϕ', of the tailings, which is 38.1°. This value

remains constant over the range of stresses applied (no appreciable particle breakage); the effective cohesion c'= 0. The line passing through the apexes of the circles represents the K_f line; its slope is also constant over the range of stresses considered.

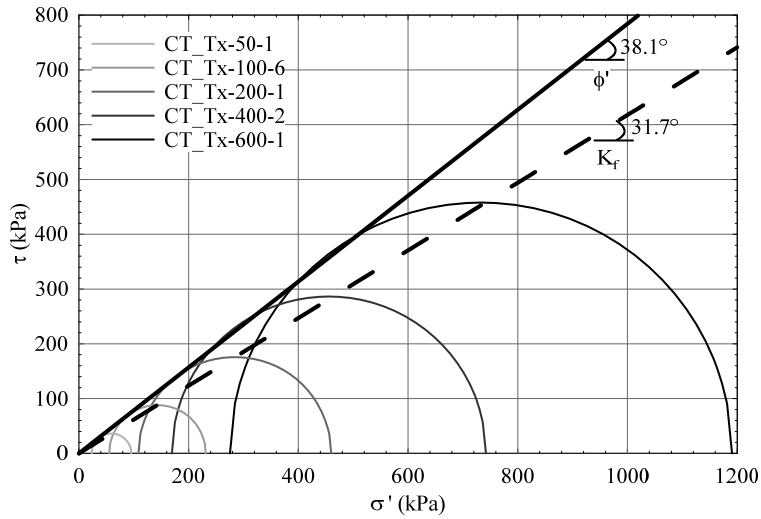


Figure 4-7: Mohr circles at 12% strain for the undrained triaxial compression tests on the tailings; the results indicate that there is a constant volume friction angle, ψ', and the effective angle of internal friction, ϕ'.

Figure 4-8 presents, in the p'-e space, experimental data for the isotropic consolidated state, the phase transformation state and the critical state. The location of these points is somewhat approximate because of some uncertainty with the void ratio determination at the various stages of loading.

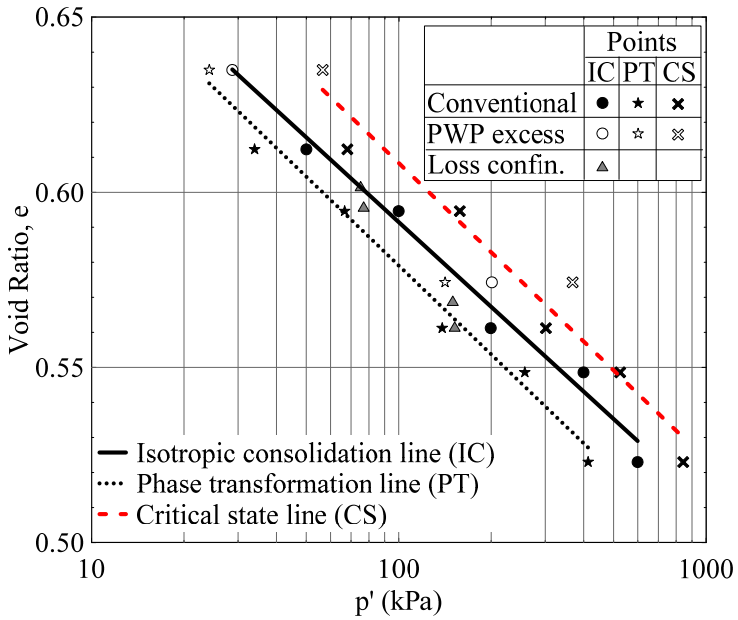


Figure 4-8: Critical state line (CS), isotropic consolidation line (IC) and phase transformation line (PT) for the tailings tested in undrained triaxial compression.

The corresponding isotropic consolidation (IC), critical state (CS) and phase transformation (PT) lines are also shown for these tailings. The IC line is below the CS line, indicating a dilative behavior for the isotropically consolidated tailings. The overall undrained response of dilative materials is generally characterised by decreasing pore water pressures. However, their initial response showed an increasing pore water pressure, which is representative of the contractive behavior (Blight, 2010; Holtz et al., 2011), as seen in figure 4-5c. Once the PT line is reached, the pore water pressures decreased until the CS line reached. Once the CS is attained, the dilative material continues to deform (at constant stress) with a constant volume as shown on figure 5 and 6. There is no significant shear strength loss or “flow liquefaction” here.

It is noted that presence of initial pore water pressures in specimens Tx-30-1P and Tx-200-1P had no observable effect on the response of the tailings to undrained, compressive loading.

This type of response can be associated with limited liquefaction of the tailings, a behavior also observed with medium to dense sands (Castro, 1969; Mitchell and Soga, 2005).

4.8 Triaxial tests with reduced isotropic confinement

A few tailings specimens were consolidated anisotropically (K_0=0.38) and tested in undrained conditions with a reduced isotropic confining stress. This type of testing simulates for instance the response of tailings to loss of confinement following a dike rupture.

4.8.1 Methodology

Four undrained triaxial compression tests with reduced isotropic confinement were conducted on anisotropically (K_0=0.38) consolidated specimens of the tailings. The testing parameters are presented in table 4-2. Two specimens where isotropically consolidated to 76 kPa and then anisotropically consolidated with a deviatoric stress to at-rest conditions (i.e. K_0 of 0.38); this corresponds to $\sigma'_{1,c}$=200 kPa. Two other specimens where similarly consolidated with a $\sigma'_{3,c}$ values of 152 kPa and $\sigma'_{1,C}$ values of 400 kPa.

After preparation and consolidation of the specimens, the confining stress σ'_c was rapidly reduced, to zero. For tests Tx-76-2L, Tx-152-1L and Tx-152-2L, the piston applied a compressive (axial) displacement at a rate of $1x10^{-6}$ μm/s; the deviatoric stress was monitored throughout the test. For test Tx-76-1L, a constant vertical force of 1 kN was applied (rather than compression strain); this corresponded to an initial vertical effective stress of 200 kPa.

Testing continued until pore water pressures stabilized. The void ratios were calculated as for the undrained, monotonic compression tests.

Table 4-2: Undrained triaxial compression testing parameters, for tests with reduced confinement.

Test No.	σ_c' (kPa)	Δu (kPa)	e_c	K	B	ε_{rate} μm/s	P (kN)
Tx-76-1L	77	0	0.60	0.38	1.07	-	1*
Tx-76-2L	75	0	0.60	0.38	1.13	10^{-6}	-
Tx-152-1L	152	0	0.56	0.38	1.10	10^{-6}	-
Tx-152-2L	150	0	0.57	0.38	1.05	10^{-6}	-

* Note: Tx-76-1L had a constant force for the load cell of 1 kN which corresponds to an initial vertical effective stress of 200 kPa.

σ'_c –Effective vertical consolidation stress;

Δu – Pore water pressure increment;

e_c – Consolidated void ratio;

K – Ratio of horizontal to vertical effective stresses;

B – Skempton's B-value;

ε_{rate} – Displacement rate used for compressive loading;

P – Axial load applied during testing.

4.8.2 Main Results

Figure 4-9 presents the results of undrained triaxial compression tests with reduced isotropic confinement. This figure shows the deviatoric stress, σ_D, effective major principal stress, σ'_1, pore water pressure, u, and the effective minor principal stress, σ'_3, as a function of time (Tx-76-2L, Tc-152-1L, Tx-152-2L) or axial strain, ε_{ax} (Tx-76-1L).

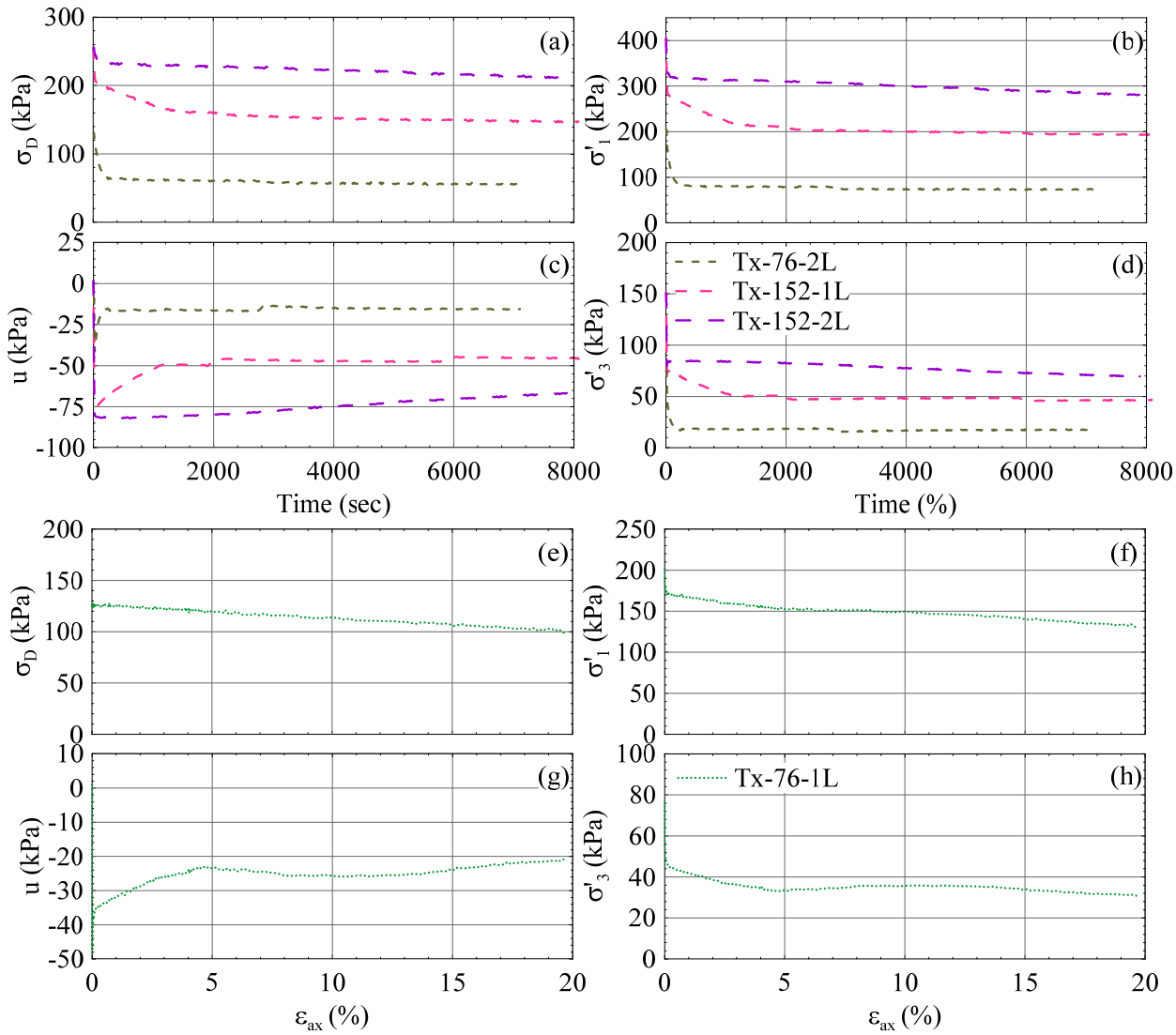


Figure 4-9: Results of undrained triaxial testing with reduced confinement on the tailings for tests Tx-76-2L, Tx-152-1L and Tx-152-2L: (a) Deviatoric stress, σ_D; (b) Effective major principal stress, σ'_1; (c) Pore water pressure, u; and (d) Effective minor principal stress, σ'_3 with time and Tx-76-1L: (e) Deviatoric stress, σ_D; (f) Effective major principal stress, σ'_1; (g) pore water pressure, u; and (h) Effective minor principal stress, σ'_3 with axial strain, ε_{ax}.

At the beginning of each test, there was a rapid decrease of the pore water pressure, effective principal stresses and deviatoric stress (except for Tx-76-1L), due to the sudden decrease in the isotropic confinement effective stress (σ'_c). The pore water pressures then increased, indicating

contractive behavior, and stabilized. The deviatoric and effective principal stresses continued to decrease until critical state was attained. Tailings in Tx-152-2L showed a somewhat different behaviour, with pore water pressures and stresses stabilizing quickly after the sudden decrease of σ'_c. The pore water pressures also became relatively stable after 12% strain for Tx-76-1L. The continued deformation with the constant vertical force applied for the latter test correspond to the critical state (steady state) for these tailings.

4.8.3 Analysis

The stress paths followed during these tests are plotted in figure 4-10 in p'-q. For the four tests, it is observed that the sudden decrease in the confinement leads to a converge toward the critical state (where the pore water pressure and the stresses are constant) which is typical of static (or flow) liquefaction. Specimen in Test Tx-152-2L reached the critical state immediately after the loss of confinement (i.e. much more rapidly than for other specimens).

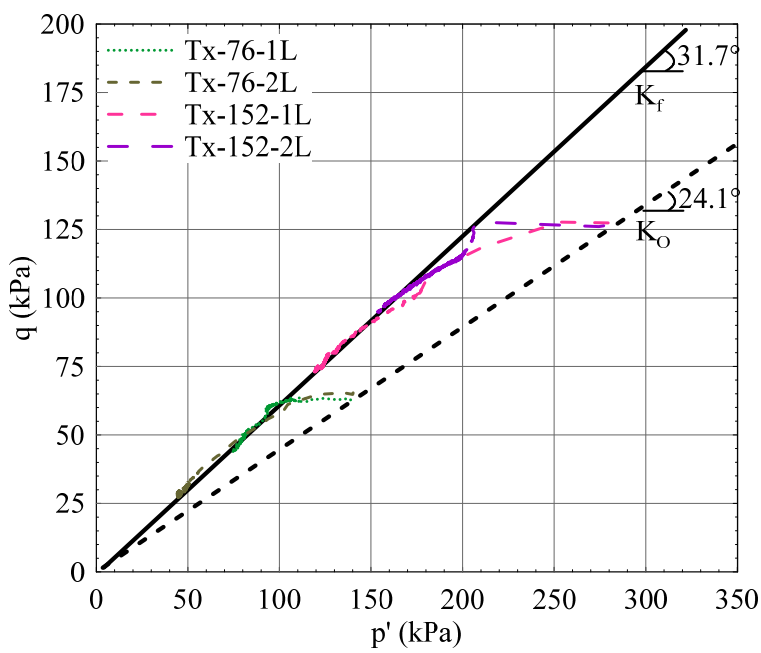


Figure 4-10: Stress paths (p'─q) of the undrained triaxial tests on the tailings with reduced confinement.

These reduced triaxial confinement tests are different than the undrained, monotonic compression tests, but the critical state line slope angle, ψ' (of 31.7°), is the same. This tends to confirm that anisotropic consolidation does not influence the critical state (as indicated by Fourie and Tshabalala 2005). The testing response can be associated to static (flow) liquefaction, with an increase in pore water pressure at constant stress, even if the consolidated specimens were on the dilative side of the state diagram (figure 4-8).

Results from these reduced confinement tests indicate that static (flow) liquefaction could occur following a loss of confinement due to a dike rupture, even if the tailings are consolidated. This confirms that the consequences following a dike rupture can be destructive.

4.9 Conclusion

The results of laboratory testing of hydraulically-deposited tailings consolidated isotropically to stresses of 50 to 600 kPa and subjected to undrained triaxial compressive loading indicate that the initially contractive response of the tailings becomes dilative at a stress ratio (q/p') of about 0.53, which is not that much larger than the stress ratio at-rest (q/p' of 0.45). Dilation tends to continue until the critical state is reached at a stress ratio of 0.62. At this point, all the tailings specimens showed some limited liquefaction. However, since the tailings remained dilatant, there was no significant strength loss and deformation progressed at constant deviatoric stress. Such a response, limited liquefaction, could induce serious consequences, although the dilative response of consolidated (and relatively dense) tailings could limit the potential for flow.

The results of triaxial compression tests with reduced confinement on the tailings indicate that this may lead to a sudden decrease in the pore water pressure, followed by contractive behavior until the critical state conditions was reached (at a stress ratio of 0.62). In such cases, a significant loss of strength associated with flow (static) liquefaction was observed.

These results obtained from triaxial compression tests with undrained monotonic loading and reduced isotropic confinement, highlight the need for a detailed characterization of tailings behaviour under the conditions anticipated during the life cycles of the impoundments. These results can be incorporated into engineering analysis to reduce the risks of tailings impoundment failure.

4.10 Acknowledgements

This research was funded through a Collaborative Research and Development Grant by NSERC, the industrial partners of the Research Institute on Mines and Environment UQAT-Polytechnique (www.RIME-IRME.ca/EN), Canadian Malartic Mine, Golder Associés and Arianne Phosphate. The authors greatly appreciate the support. The authors thank the technical staff for their assistance in the laboratory and Carlos Andres Contreras for his help with the deposition technique.

4.11 References

ASTM, D. 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (D422-63). ASTM International, West Conshohocken, PA. doi: 10.1520/D0422-63R07E02.

ASTM, D. 2011. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils (D7181-11). ASTM International, West Conshohocken, Pa.

ASTM, D. 2012. Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (D1557-12). ASTM, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM, D. 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer (D854-14). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi: 10.1520/d0854-14.

ASTM, D. 2016. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density (D4254-16). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi: 10.1520/D4254-16.

Aubertin, M., Bussière, B., and Bernier, L. 2002. Environnement et gestion des rejets miniers. Presses internationales Polytechnique, Ville Mont-Royal, Québec.

Aubertin, M., Bussiere, B., and Chapuis, R.P. 1996. Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. Canadian geotechnical journal 33(3): 470-482.

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. In CR Symposium sur les Mines et l'Environnement, Rouyn-Noranda, CIM, CD Rom, Rouyn-Noranda.

Blight, G. 2003. Quantified comparisons of disposal of thickened and unthickened tailings. In Proceedings of the 10th International Conference on Tailings and Mine Waste. pp. 63-71.

Blight, G. 2010. Geotechnical engineering for mine waste storage facilities. 1st ed. CRC Press, London.

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.

Castro, G. 1969. Liquefaction of Sands. In The Division of Engineering and Applied Physics. Havard University, Cambridge, Massachusetts.

Contreras Romero, C.A. 2013. Comportement dynamique du sol pulvérulent « résidus miniers ». In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada). p. 221.

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. In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada). p. 438.

Essayad, K., Aubertin, M., and James, M. 2016. A Laboratory Study of Tailings Consolidation Under Positive and Negative Pore Water Pressures. In Proceedings of GeoVancouver 2016. Canadian Geotechnical Society, Vancouver, BC, October 2016. p. 8.

Ferdosi, B., James, M., and Aubertin, M. 2015. Effect of waste rock inclusions on the seismic stability of an upstream raised tailings impoundment: a numerical investigation. Canadian Geotechnical Journal 52(12): 1930-1944. doi: 10.1139/cgj-2014-0447.

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/t00-112.

Fourie, A.B., and Tshabalala, L. 2005. Initiation of static liquefaction and the role of K0 consolidation. Canadian Geotechnical Journal 42(3): 892-906. doi: 10.1139/t05-026.

Grimard, L.-P. 2017. 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. In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada).

Grimard, L.-P., and James, M. 2017. A study of the static liquefaction of tailings. In Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

Grimard, L.-P., James, M., Karray, M., and Mhenni, A. 2017a. Physical and mechanical characterisation of hydraulically deposited tailings using shear wave velocity. In

Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

Grimard, L.-P., Karray, M., James, M., and Aubertin, M. 2017b. Consolidation characteristics of hydraulically deposited tailings obtained from shear wave velocity (Vs) measurements in triaxial and oedometric cells with P-RAT (Submitted cgj-2017-0667). Canadian Geotechnical Journal.

Holtz, R.D., Kovacs, W.D., and Sheahan, T.C. 2011. An Introduction to Geotechnical Engineering. Pearson.

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).

James, M. 2015. Liquefaction of tailings during a dam breach. In Tailings Dam Breach Analysis: Advancing the State of the Practice. Edited by C.D. Association.

James, M., and Aubertin, M. 2010. On the dynamic response of tailings and the stability of tailings impoundments for hard rock mines. Geotechnical News 28(3): 39-43.

James, M., and Aubertin, M. 2016. Comparison of Numerical and Analytical Liquefaction Analyses of Tailings. Geotechnical and Geological Engineering 35(1): 277-291. doi: 10.1007/s10706-016-0103-x.

L-Bolduc, F. 2012. Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers. In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada).

L.Bolduc, F., and Aubertin, M. 2014. Numerical investigation of the influence of waste rock inclusions on tailings consolidation. Canadian Geotechnical Journal 51(9): 1021-1032. doi: 10.1139/cgj-2013-0137.

McLeod, H.N. 2016. History of Tailings Dam Design, Innovation, and Practice Changes Required in the Wake of the Mount Polley Mine Tailings Breach In Proceedings of GeoVancouver 2016. Canadian Geotechnical Society, Vancouver, BC, October 2016. p. 8.

Mitchell, K., and Soga, K. 2005. Fundamentals of soil behaviour. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.

Morgenstern, N., Vick, S.G., and Van Zyl, D. 2015. Report on Mount Polley tailings storage facility breach. Report of independent expert engineering investigation and review panel. Prepared on behalf of the Government of British Columbia and the Williams Lake and Soda Creek Indian Bands.

Morgenstern, N., Vick, S.G., and Watts, B. 2016. Fundão Tailings Dam Review Panel Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.

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. École Polytechnique de Montréal (Canada). p. 328.

Riveros, A.G., and Sadrekarimi, A. 2017. Static Liquefaction Analysis of the Fundão Dam Failure. In Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

Saleh Mbemba, F. 2011. Évaluation de la dessiccation, du retrait et de la fissuration de matériaux silteux peu plastiques. École Polytechnique de Montréal (Canada). p. 246.

Vaid, Y.P., Sivathayalan, S., and Stedman, D. 1999. Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand. Geotechnical Testing Journal 22(3): 187-195.

Xia, H., and Hu, T. 1991. Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction. Journal of geotechnical engineering 117(9): 1347-1362.

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: CONSOLIDATION CHARACTERISTICS OF HYDRAULICALLY DEPOSITED TAILINGS OBTAINED FROM SHEAR WAVE VELOCITY (Vs) MEASUREMENTS IN TRIAXIAL AND OEDOMETRIC CELLS WITH P-RAT

Ce chapitre présente un deuxième article scientifique soumis à la revue canadienne de géotechnique pour publication éventuelle. Il a été rédigé par Louis-Philippe Grimard, Mourad Karray, Michael James et Michel Aubertin. L'article présente les caractéristiques de consolidation de résidus déposés hydrauliquement avec le résultat de mesures de vitesses d'onde de cisaillement (V_s) réalisées avec la technique de l'anneau piézo-électrique (P-RAT) dans des cellules triaxiale et œdométrique. La preuve de soumission est présentée à l'Annexe I.

Manuscript to be submitted to the Canadian Geotechnical Journal

Louis-Philippe Grimard[2], Mourad Karray, Michael James and Michel Aubertin

Louis-Philippe Grimard, ing. jr
M.Sc.A. Candidate, Research Institute on Mines and Environment Polytechnique Montréal, QC, Canada
Tel.: (514) 913-4744
louis-philippe.grimard@polymtl.ca

Mourad Karray, ing., Ph.D.
Professor, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada
Tel.: (819) 821-8000 (62120)
mourad.karray@USherbrooke.ca

Michael James, ing., Ph.D.
Geotechnical Engineer, Research Institute on Mines and Environment Polytechnique Montréal, QC, Canada
michael.james@polymtl.ca

Michel Aubertin, ing., Ph.D.
Emeritus Professor, Research Institute on Mines and Environment Polytechnique Montréal, QC, Canada
michel.aubertin@polymtl.ca

[2] Corresponding author

5.1 Abstract

This paper presents the main results of a laboratory study of the use of shear wave velocity, V_s, to characterize hydraulically deposited tailings on the basis of density (void ratio), effective confining stress and overconsolidation ratio. Tailings specimens from a gold mine in western Quebec were prepared in triaxial and oedometric cells in a manner that simulates hydraulic deposition. The specimens were consolidated isotopically and anisotropically (K_0 of 0.38) with V_s measurements performed at each load increment using the Piezoelectric Ring-Actuator technique (P-RAT). Correlations that relate shear wave velocity to the void ratio, confining stress and overconsolidation ratio of the tailings are presented. These laboratory correlations can be used for the characterization of the tailings by in-situ V_s measurement. The application of these correlations to seismic cone penetration testing in an actual tailings impoundment is presented.

Key words: Shear wave velocity, Tailings properties, Piezoelectric ring-actuator technique, P-RAT, Oedometer, Triaxial, Tailings, Laboratory testing

5.2 Résumé

Cet article présente les principaux résultats d'une étude en laboratoire sur l'utilisation de la vitesse des ondes de cisaillement, V_s, pour caractériser des résidus miniers déposés hydrauliquement, en fonction de leur densité (indice des vides), de la contrainte de confinement effective et du rapport de surconsolidation. Des éprouvettes de résidus provenant d'une mine d'or située au nord-ouest du Québec ont été préparés dans des cellules triaxiales et œdométriques à l'aide d'une technique qui simule la déposition hydraulique. Les éprouvettes ont été consolidés de façon isotrope et anisotrope (K_0=0,38) avec des mesures de V_s effectuées à chaque incrément de charge en utilisant la technique de l'anneau piézo-électrique (P-RAT). Les relations qui relient la vitesse de l'onde de cisaillement dans les résidus à l'indice des vides, la contrainte de confinement et le rapport de surconsolidation sont présentées. Ces corrélations de laboratoire peuvent être utilisées pour la caractérisation des résidus par mesures de V_s in-situ. L'application de ces relations aux résultats obtenus avec des essais en place de pénétration au cône sismique est présentée.

Mots-clés: Vitesse d'onde de cisaillement, Propriétés des résidus miniers, Technique de l'anneau piézoélectrique, P-RAT, Œdomètre, Triaxial, Résidus, Essais en laboratoire

5.3 Introduction

Tailings from hard rock mines are nonplastic silt with minor amounts of fine-grained sand. Their geotechnical behavior is in some respects like that of silt (e.g. consolidation) and in others like that of sand (e.g. cyclic strength) (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a; Bussière, 2007; James et al., 2011). Tailings are most commonly deposited as slurry in tailings impoundments and allowed to self-weight consolidate. The deposition from various points along the crests of the retention dykes may lead to gradational segregation with a loose, interbedded structure, and occasional zones of overconsolidation due to desaturation at the surface.

It is not uncommon for the volume of tailings impoundments to exceed millions of cubic meters. The failure of these structures is often accompanied by the static liquefaction and flow of the retained tailings, which can have devastating effects on the environment, infrastructure and human life (Aubertin et al., 2002b; Blight, 2010; Aubertin et al., 2011; McLeod, 2016).

The characteristics of tailings vary with location and with time during the life cycle of the tailings impoundment. Tailings can be difficult and expensive to quantify using conventional methods. For instance, the use of SPT or CPT necessitates a certain level of disturbance that can affect the results in soft or loose materials, especially when they are saturated and the pore water response may dominate their behaviour. Furthermore, for tailings, there are no widely accepted correlations for SPT and CPT results to geotechnical properties, such as friction angle or density index. In-situ shear wave velocity, V_s, measurement is an alternative with many advantages (Seed et al., 1983; Stokoe et al., 1988; Dobry, 1989; Tokimatsu and Uchida, 1990; Andrus and Stokoe II, 2000).

The characteristics of tailings can be determined under a wide range of conditions using laboratory testing, considering deposition method (specimen preparation), stress history and state, pore water pressure, drainage effects, and loading path. When laboratory testing conditions adequately simulate relevant in-situ conditions, test results can be applied to the in-situ deposit with more confidence. Shear wave velocity measurements can provide valuable information for material characterisation, and may be used to establish the necessary correspondence between laboratory testing results and in-situ conditions.

There are a few means of V_s measurement in the laboratory, such as the resonant column (RC) (Hardin and Richart, 1963; Kramer, 1996; Fam et al., 2002; Yang, J. and Gu, 2013), ultrasonic

pulse (UP) (Kramer, 1996) and the piezoelectric bender elements (BE) (Shirley and Hampton, 1978; Brignoli et al., 1996; Kramer, 1996; Chang and Heymann, 2005; Yamashita et al., 2009; Akbari Paydar and Ahmadi, 2016). Each raises certain difficulties and they are usually not very precise (Brignoli et al., 1996; Arulnathan et al., 1998; Lee and Santamarina, 2005; Karray et al., 2015).

The piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT) was developed at the Université de Sherbrooke to minimize the difficulties observed with laboratory V_s measurement (Gamal El-Dean, 2007; Ethier, 2009; Romdhan et al., 2014; Karray et al., 2015; Mhenni et al., 2015; Hussien and Karray, 2016; Mhenni et al., 2016). The improved precision of P-RAT in an oedometric cell has been demonstrated (Karray et al., 2015). This technique was also applied recently in a triaxial cell (Grimard et al., 2017).

This paper presents a laboratory study of the physical and mechanical properties of hydraulically deposited tailings. The tailings were characterized using triaxial and oedometric cells equipped with P-RAT to measure the shear wave velocities, V_s, of the specimens. The relationships between V_s and the void ratio, mean effective stress and overconsolidation ratio for hydraulically deposited tailings specimens are presented, and then compared to in-situ measurements (performed by Conetec 2017).

A critical characteristic of tailings is their susceptibility to static liquefaction which occurs following loss of confinement after rupture of a retention dyke (Fourie et al., 2001; Morgenstern et al., 2016). The flow of liquefied tailings is primarily responsible for the damage and loss of life associated with tailings dyke rupture. Related elements of the research project, reported elsewhere, relate the V_s measurements to the potential for static liquefaction (Grimard, 2017).

5.4 Basic Characterization

The tested tailings are from the Canadian Malartic Mine in the Abitibi region of Quebec, about 30 km west of the City of Val d'Or. This operating open pit mine produces gold from hard rock. The tailings slurry is pumped and deposited hydraulically into an incrementally raised tailings impoundment where they consolidate under their own weight.

The tailings slurry was obtained from the mill in the summer of 2016 and transported to Polytechnique Montréal. The water in the tailings was replaced (by rinsing) to remove dissolved components and then air dried.

As a first step, index properties, mass-volume relationships and shear strength of the material were measured by laboratory testing. The detailed results are presented in Grimard (2017), Grimard and James (2017) and are summarized below (see table 5-1). Other properties are presented in Archambault-Alwin (2017), which presents the results of cyclic tests on the same tailings.

Table 5-1: Tailings properties (Grimard, 2017; Grimard and James, 2017).

Parameter	Value	Method
Relative Density, D_r	2.69	ASTM D854-14
Grain size distribution	-	ASTM D422-63
D_{10}	0.004 mm	
D_{60}	0.044 mm	
Coefficient of uniformity, C_U	11.9	
Coefficient of curvature, C_C	1.2	
Fraction > 0.075 mm	21 %	
Maximum void ratio, e_{max}	1.53	ASTM D4254-16
Void ratio at 2 kPa, e_{2kPa}	1.00	Isotropic consolidation to 2 kPa
Minimum void ratio, e_{min}	0.45	ASTM D1557-12
Compression index, C_c	0.80	
Recompression index, C_r	0.010-0.020	

Briefly, the tailings consist of nonplastic silt (≤ 75µm) with about 20% fine-grained sand. The grain size distribution curves of six specimens of the tailings are presented in figure 5-1 and show very little variation. The relative density, D_r, of 2.69 of the particles (ASTM D854-14) is typical of gold mine tailings and similar to natural soils. A minimum void ratio of 0.45 was obtained from modified Proctor compaction (ASTM D1557-12). Maximum void ratio of 1.53 was obtained from ASTM D4254-16. An isotropic triaxial consolidation test with a stress of 2 kPa gave a void ratio (e_{2kPa}) of 1.00 which is in the range of void ratio at deposition (Grimard, 2017). The effective internal friction

angle, ϕ', of the tailings at rupture is 38° at confining stress of 50 to 600 kPa based on triaxial testing of slurry deposited, consolidated specimens (Grimard and James, 2017).

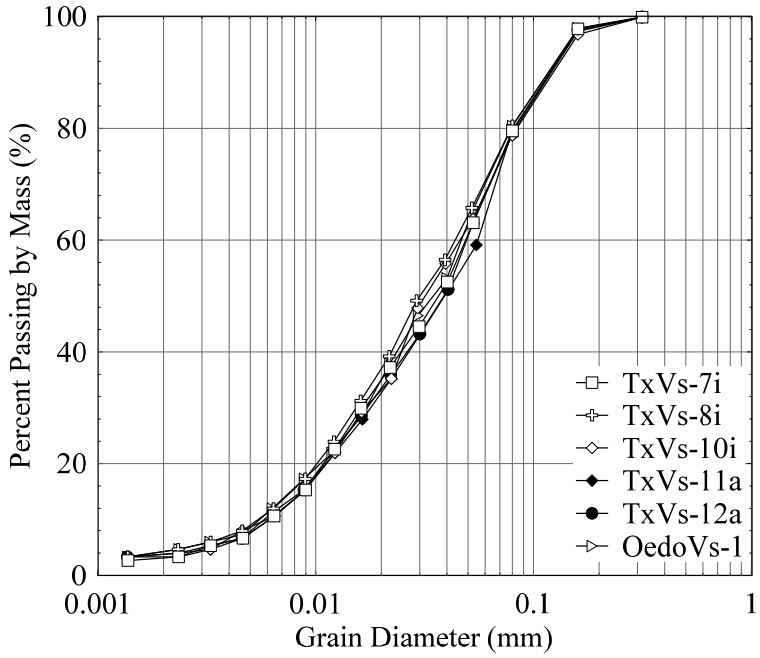


Figure 5-1: Grain size distribution of the tailings.

The characteristics of these tailings are in good agreement with those reported by others for tailings from the same mine (Saleh Mbemba, 2011; L-Bolduc, 2012; Contreras Romero, 2013; Essayad, 2015) and for different hard rock tailings (Aubertin et al., 2002a; Bussière, 2007; James, 2009; Aubertin et al., 2011).

5.5 Laboratory Testing

Laboratory testing was conducted at the Soil Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke (Quebec) using a triaxial testing device and an oedometer, both of which were equipped to measure the shear wave velocities in the specimens using the P-RAT system described below.

5.5.1 The piezoelectric ring-actuator technique

The piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT) system consists of two piezoelectric ring-actuator sensors; one acting as an emitter and the other as a receiver. These are inlaid into porous disks placed at the top and bottom of the specimen, as shown on figure 5-2 for the triaxial device. The emitter is excited using a signal generator card and power amplifier with different waveforms. The sensors are attached to a computer that controls the signal from the emitter sensor and records the response at the receiver.

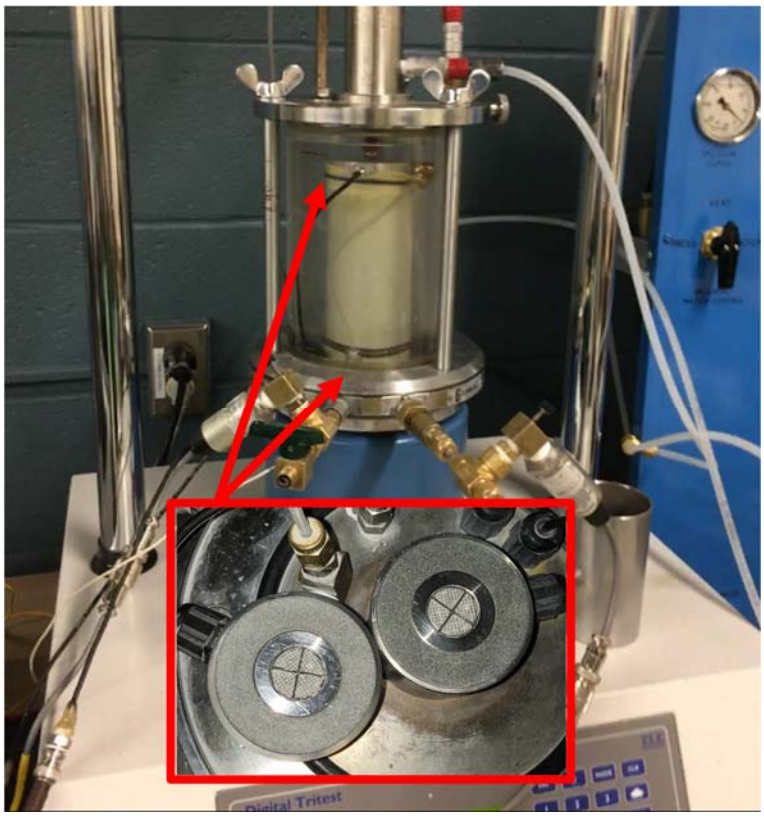
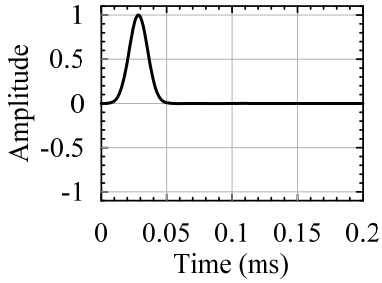
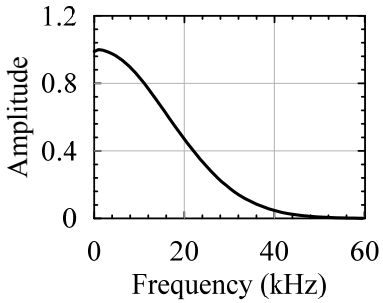
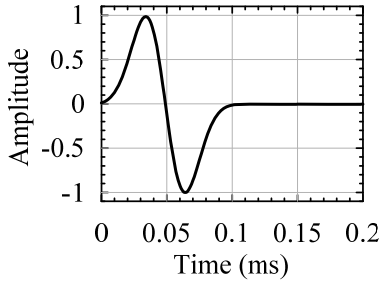
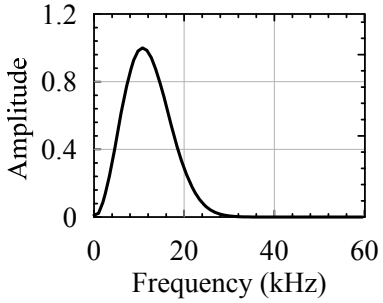
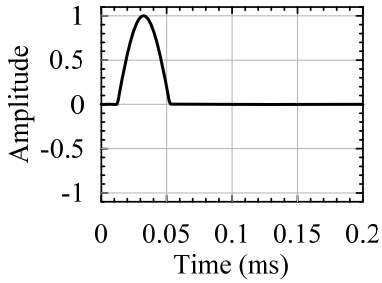
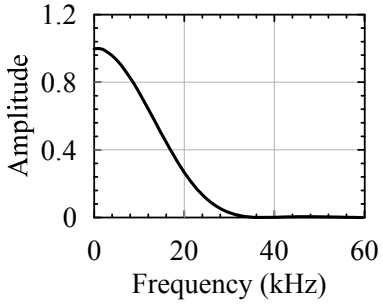
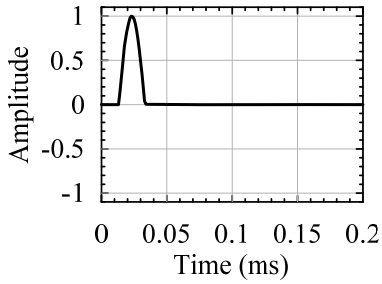
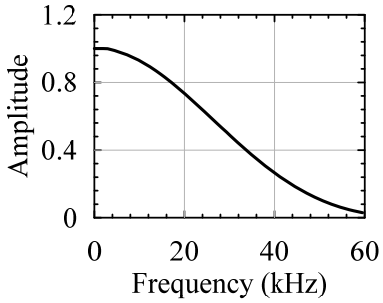
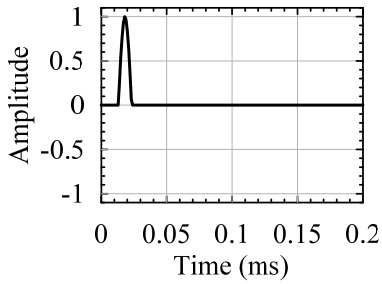
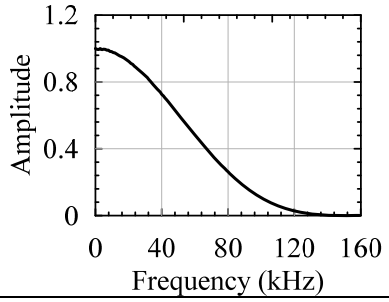


Figure 5-2: P-RAT implemented in the triaxial device.

Five signals of different waveforms were used to cover the frequency range. The normalized waveforms are shown in table 5-2. Before the testing, the characteristics of the emitter-receiver system (resonance frequency and damping) are determined by performing a face-to-face test.

Table 5-2: Five input function used in P-RAT tests represented in the time and frequency domains.

Input function	Time domain	Frequency domain
Chap 6		
Ond 1		
Pulse 12.5		
Pulse 25		
Pulse 50		

Karray et al. (2015) provide detailed descriptions of the P-RAT method and development. In summary, the principal steps for its use include:

i) The P-RAT system first needs to be calibrated by performing a face-to-face test to establish the theoretical phase shift curve (black curve in Figure 5-3a).

ii) The signal from the time domain is transformed to the frequency domain (Figure 5-3b) and the energy range is identified for the material (soils or tailings).

iii) The experimental phase shift is adjusted until it matches the theoretical phase shift obtained from the face-to-face test (Figure 5-3a).

iv) A phase correction is applied between the transmitted and received signals to adjust the experimental curve to a relatively constant value (Figure 5-3c) corresponding to the shear wave velocity, V_s.

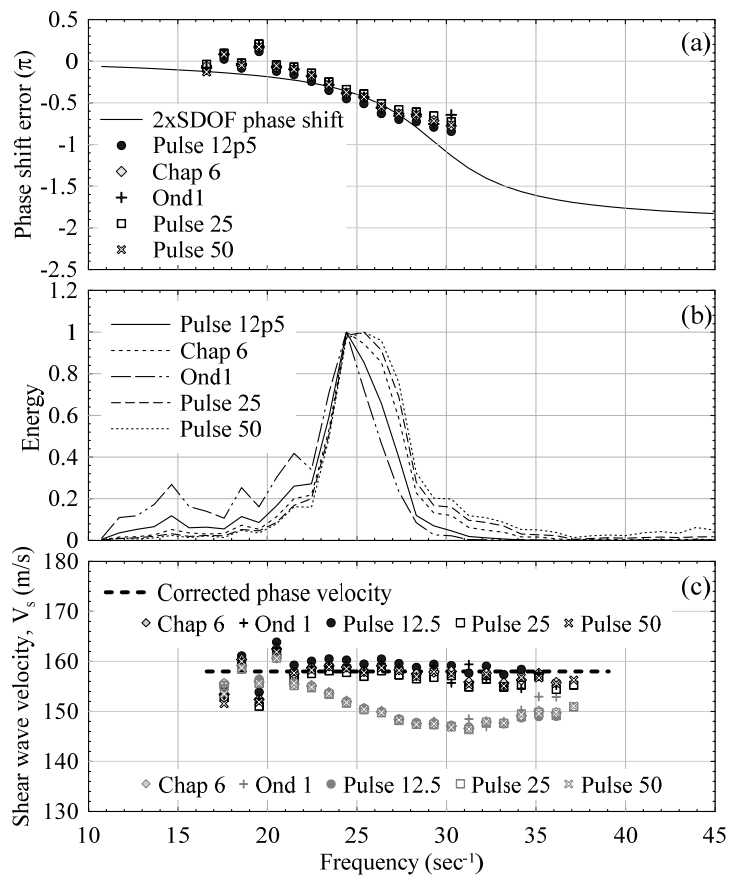


Figure 5-3: Example of P-RAT signal interpretation: (a) phase shift for calibration; (b) signal in frequency domain and (c) corrected signal.

5.5.2 Specimen preparation

Specimen preparation is a key element in the laboratory testing of cohesionless soils, and tailings, because it is very difficult to obtain undisturbed specimens. The method of deposition or specimen preparation can have a significant effect on the behavior of the material (Vaid et al., 1999; Carraro and Prezzi, 2008). One of the main challenges of triaxial testing is the ability to produce a saturated specimen with a similar structure as that in the field.

Specimens for triaxial testing were prepared using the slurry deposition method of Poncelet (2012), also presented in detail by Contreras Romero (2013) and Grimard (2017). This method allows hydraulic deposition of a fully saturated, loose specimens without significant segregation by grain size. Some modifications were made to adapt the method to the equipment available at the Université de Sherbrooke.

After preparation, the triaxial specimens were about 51 mm in diameter and 110 mm in height. A densification phase was conducted for the stability of the specimens. This consisted of applying a suction of 12 kPa to the interior of the specimen as well as an axial stress of 10 kPa. As the mold and the mixing device didn't produce a complete saturation of the specimens (with a Skempton parameter, B, greater than 0.95; ASTM D7181-11), a back pressure of 50 kPa was applied with water circulated trough the specimen. This increased the degree of saturation to satisfactory values.

Specimens for oedometric testing were also prepared using the same slurry deposition method, but without the densification phase. Since the work of Karray et al. (2015) the oedometric apparatus with V_s measurement has been refined based on 3D numerical simulations conducted by Mhenni et al. (2015) to study the interaction between the P-RAT, the oedometric cell and the specimen. A rigid frame was incorporated here to test hydraulically deposited tailings specimens that undergo considerable vertical displacement. The frame guides the cap vertically during consolidation and prevents rotation. The oedometer also includes P-RAT sensors in the top and bottom caps, as shown in figure 5-4.

After preparation, the specimens in the oedometer were 63 mm in diameter with an initial height of about 30 mm.

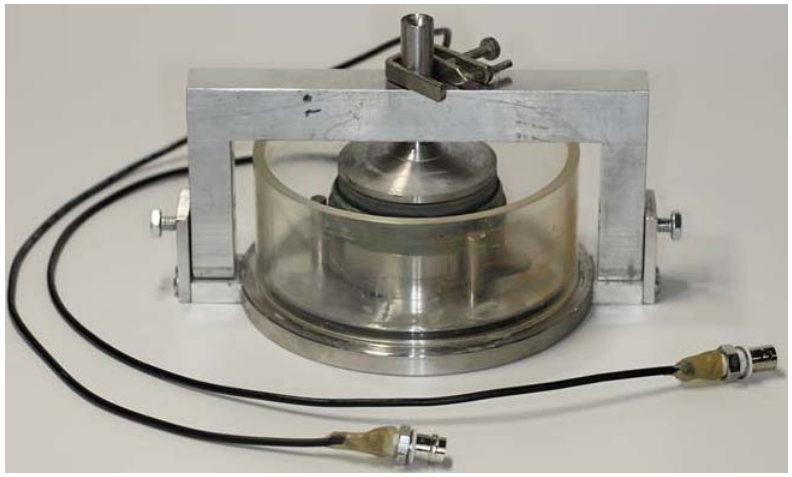


Figure 5-4: P-RAT implemented in an oedometer.

5.5.3 Consolidation with shear wave velocity measurement

Eight consolidation tests with shear wave velocity measurements were conducted; six with the triaxial device and two with the oedometric device. The consolidation testing parameters are presented in table 5-3.

Four specimens submitted to the triaxial tests were consolidated isotropically to a maximum vertical effective stress, $\sigma'_{v,c}$, of 600 kPa and two specimens were consolidated anisotropically to a maximum vertical effective stress of 1550 kPa. A horizontal to vertical stress ratio, K, of 0.38 was used for the anisotropic tests. This ratio was calculated from the effective friction angle at rupture of the tailings, ϕ', of 38°, and the well-known Jaky equation for the at-rest earth pressure coefficient, K_0 (Blight, 2010):

$$K = K_0 = 1 - sin\emptyset' \tag{5-1}$$

Two consolidation tests were conducted using the oedometric device; both to a maximum vertical effective stress, σ'_v, of 1228 kPa. Based on the large stiffness of the cell, at-rest conditions were assumed ($K_0 = 0.38$) for these tests.

During each stress increment relevant parameters, such as the cell pressure, axial load (during anisotropic consolidation), vertical displacement and change in volume of the specimen were recorded continuously.

At the end of each consolidation increment ($\Delta u=0$), signals were sent and received using the P-RAT for shear wave velocity measurement. The V_s was estimated using the input function that covered the frequency of the specimen with the method described earlier.

Table 5-3: Triaxial oedometric consolidation tests with V_s measurement.

Test Designation	Maximum σ'_{vc} (kPa)	K
Triaxial		
TxVs-07i	600	1.00
TxVs-08i	598	1.00
TxVs-10i	600	1.00
TxVs-11a	1552	0.38
TxVs-12a	1570	0.38
TxVs-13i	600	1.00
Oedometric		
Oedo-1	1228	0.38*
Oedo-2	1228	0.38*

σ'_{vc} – Vertical effective consolidation stress;
K – Stress ratio;
* A stress ratio, K, of 0.38 was assumed based on at-rest conditions.

5.5.4 P-RAT signal quality in triaxial and oedometric cells

Since the triaxial specimens (about 110 mm in height) were taller than the oedometric test specimens (about 30 mm in height), the volume measurements were expected to be more precise in the triaxial cell. However, more frequencies were required with the triaxial cell to correct the experimental phase shift and determine the shear wave velocity than with the oedometric cell. This may be due to the height to width ratio of the triaxial specimens (about 2.15:1) which created some boundary effects along the sides of the specimens. Fewer frequencies were needed for the

oedometric specimens where the height to width ratio was less than 0.48:1. In both cases, the shear wave velocity was obtained readily by applying the phase correction from the face-to-face tests. The shear wave velocities measured using the two apparatus were consistent.

The waves generated by the P-RAT are essentially in pure shear (Karray et al., 2015). The P-RAT emitter and receiver are directly in contact with the specimens to accurately measure the shear wave velocity, even at very low mean effective stresses (and high void ratios). It is noted that the densification phase used in the preparation of the triaxial specimens (the application of suction and a small axial load for stability) had some effect on the void ratios at mean effective stresses less 100 kPa, as will be shown using the consolidation data presented in the following section.

5.6 Experimental Results and Analysis

This section presents the results and analysis of the consolidation tests. Then the shear wave velocities are presented and assessed in comparison with the stress state and density of the specimens, leading to correlations between the shear wave velocity and the tailings characteristics.

5.6.1 Consolidation curves

Consolidation curves are plotted here in terms of mean effective stress, σ'_m, and void ratio, e, where σ'_m is:

$$\sigma'_m = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \tag{5-2}$$

For triaxial testing, σ'_1 is the effective vertical consolidation stress ($\sigma'_{v,c}$) and σ'_3 is the effective confining stresses, ($\sigma'_{h,c}$). For oedometric testing, σ'_1 is $\sigma'_{v,c}$ and σ'_3 is assumed to be equal to $K_0 \cdot \sigma'_1$ (with K_0= 0.38).

The consolidation curves from triaxial and oedometric testing are presented on figure 5-5. The curves generally follow the same trend. The curves are spaced apart depending on the initial void ratio; this is typical for hydraulically deposited tailings (and fine-grained soils). The densification phase used in the preparation of the triaxial specimens resulted in lower void ratios at mean effectives stresses less than 100 kPa, which is indicative of an apparent preconsolidation ($\sigma'_p \approx 100$ kPa).

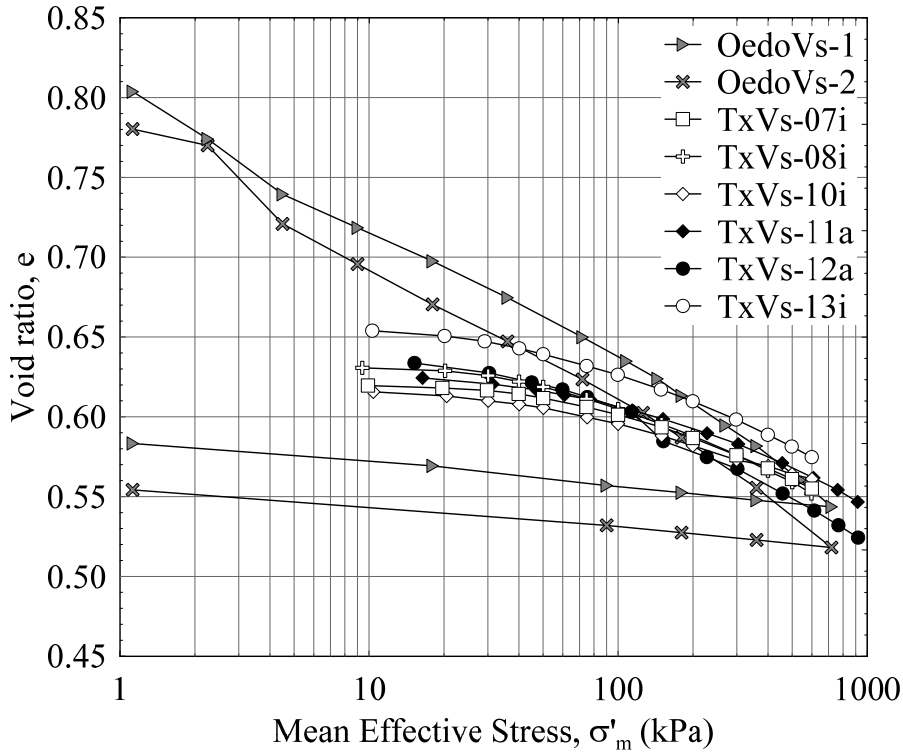


Figure 5-5: Triaxial and oedometric consolidation curves of tailings.

For the triaxial tests, the void ratio varies from 0.65 to 0.52 as the mean effective stress varies from 9 kPa to 920 kPa. Isotropic and anisotropic consolidation results are similar. For the oedometric tests, the void ratio varies from 0.80 to 0.52 as the mean effective stress varies from 1 kPa to 720 kPa. The oedometric test starts with a higher void ratio due to the low initial stress and that they were not densified for stability like the triaxial specimens.

The compression index, C_c, at the end of the triaxial and oedometer tests attained values of 0.08 and 0.11, respectively. These values are in the typical range for gold tailings (Aubertin et al., 1996; Qiu and Sego, 2001; Bussière, 2007; Essayad et al., 2016; Grimard and James, 2017). Specimens with higher initial void ratio e_0 are expected to have higher C_c, which may explain the difference between the triaxial and oedometric tests results.

As shown on Figure 5-5, unloading conducted during the oedometric tests indicates very little rebound, which is typical for nonplastic materials. The recompression index, C_r, varies between 0.01 and 0.02.

5.6.2 Shear wave velocities, V_s

The V_s at each consolidation stress increment was measured as described above.

The V_s of an element of soil (or tailings) is a function of its density, ρ, and shear modulus, G (Richart Jr et al., 1970):

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \tag{5-3}$$

The effect of consolidation is to increase the shear modulus and the density.

5.6.2.1 Shear wave velocity and mean effective stress

Figure 5-6 presents graphs of the normalized received P-RAT signals of input functions Ond1 from Test TxVs-7i and Pulse12.5 from Test TxVs-13i at the various stress increments applied during consolidation. The time on the horizontal axes corresponds to wave transmission time within the specimens. For example, for Test TxVs-7i (figure 5-6a), the signal sent and received at a mean effective stress of 10, 50 and 100 kPa travelled the height of the specimen in about 1.5, 1.1 and 0.9 milliseconds respectively. The shear wave velocities were calculated based of these transmission

times and the height of the specimens. The figure clearly shows a relationship between the mean effective stress, σ'_m, and the shear wave transmission time (shear wave velocity): the higher the mean effective stress, the shorter the transmission time. Hence, the shear wave velocity increases with increasing consolidation stress. For Text TxVs-13i (figure 5-6b), the calculated values of V_s range from about 72 m/s at a mean effective stress of 9 kPa to about 318 m/s at a mean effective stress of about 920 kPa. Figure 5-6 also indicates that the arrival time increased during unloading (from 300 kPa to 100 kPa) and increased during reloading (from 100 kPa to 300 kPa). Another cycle, with unloading from 500 kPa to 300 kPa and reloading again at 500 kPa, produced similar results. The overconsolidation ratio (OCR) is calculated using the maximum vertical effective stress applied during the test, $\sigma'_{v\text{-}max}$ over the vertical effective stress, σ'_v.

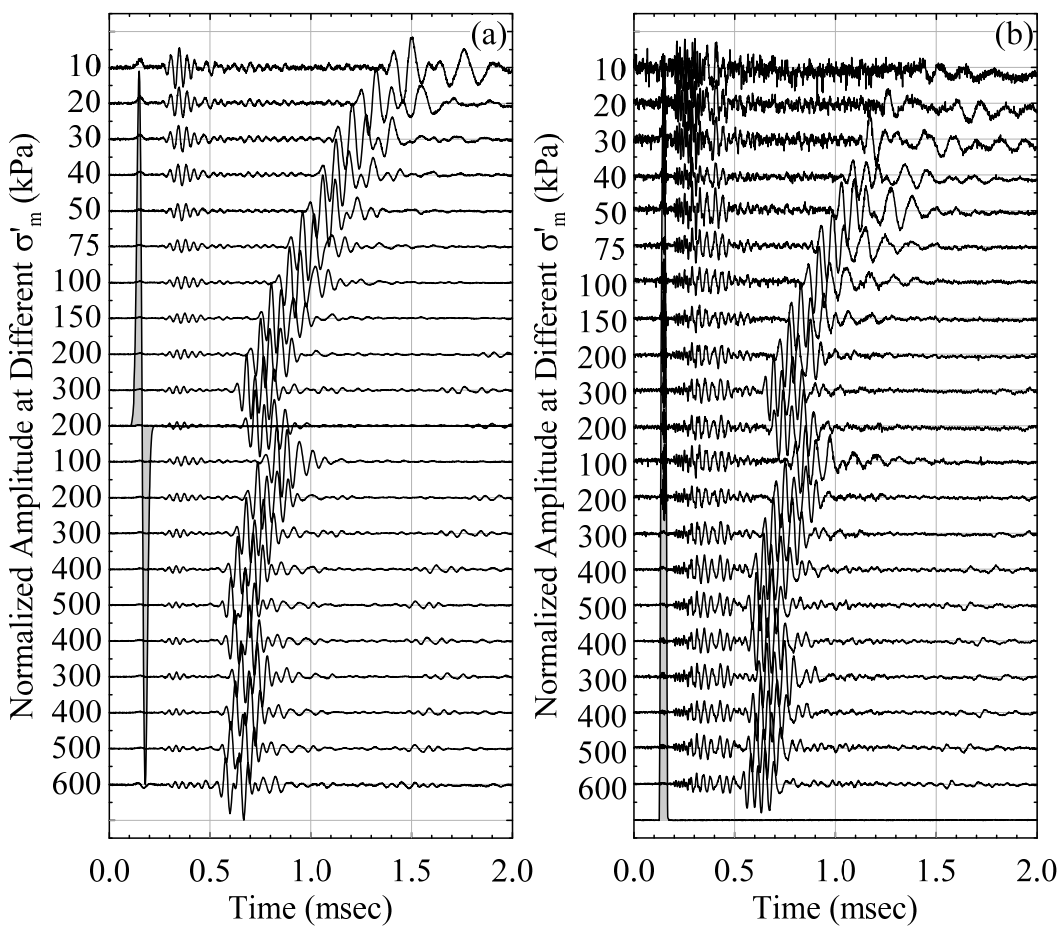


Figure 5-6: Normalized amplitudes of received signals at different mean effective stress, σ'_m, from tests on tailings (a) TxVs-7i (Ond1) and (b) TxVs-13i (Pulse 12.5).

The shear wave velocities at stress increments corresponding to normal consolidation (OCR=1) are plotted as a function of the mean effective stresses on figure 5-7; stress increments during unloading and reloading are not included. The figure indicates that there is a relationship between the shear wave velocity and the mean effective stress for normal consolidation.

Based on laboratory tests on Ottawa sand, quartz sand and quartz silt, Hardin and Richart (1963) showed that, in the absence of preloading (preconsolidation), the shear wave velocity is a function of the void ratio. The relationship to mean effective confining stress and can be represented by:

$$V_s = f(e)\, {\sigma'_m}^{n} \tag{5-4}$$

where the value of exponent n is between 0.25 and 0.5 for mean effective confining stresses less than 100 kPa and approximately 0.25 for mean effective confining stresses from 100 kPa to 380 kPa. This relationship was applied to the data shown in figure 5-7 for mean effective confining stresses ranging from 100 to 400 kPa. The resulting curve is shown by the solid (blue) line on figure 5-7, together with Eq. (5-5a):

$$V_s = 48.7{\sigma'_m}^{0.25} \qquad [\sigma'_m=100;\ 400] \tag{5-5a}$$

The coefficient of determination of Eq. (5-5a) is 0.90, indicating a reasonable fit to the data for this stress range. This equation includes the effect of the void ratio within the corresponding range (100 kPa to 400 kPa).

All the data shown in figure 5-7 were used to deduce Eq. (5-5b). The corresponding curve is shown in dashed (red) on figure 5-7.

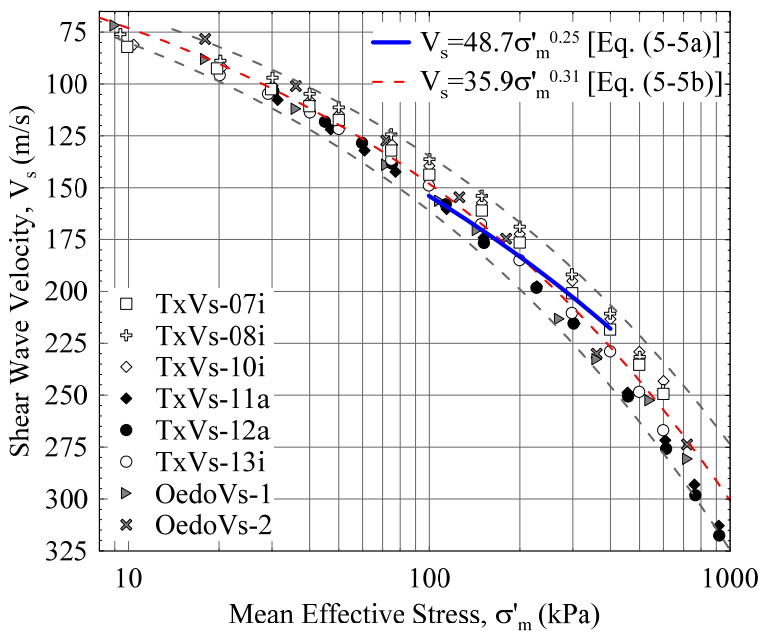


Figure 5-7: Measured shear wave velocity, V_s, in function of the mean effective stress, σ'_m, for oedometric and triaxial tests on tailings.

$$V_s = 35.9\sigma_m'^{\,0.31} \tag{5-5b}$$

This relationship has a coefficient of determination of 0.98, so it fits the data quite well; 98% of the measured V_s are within a ±10% margin calculated with Eq. (5-5b) (i.e. 98% of the V_s are inside the corresponding boundaries represented by the dashed (grey) lines on figure 5-7). Eq. (5-5b) can be applied specifically to these tailings for the stress range and method of deposition used here.

5.6.2.2 Shear wave velocity and stress history

The results shown above (and elsewhere) indicates the shear wave velocity in tailings (and soils) depends on the mean effective confining stress and void ratio. Overconsolidation due to an unloading-reloading cycle is expected to have an appreciable effect on the shear wave velocity. This effect can be observed in the tests results shown on figure 5-6, which include unloading from 300 kPa to 100 kPa and then reloading to 300 kPa. The arrival times of the signals at 100 kPa of

(virgin) loading are longer than the arrival times at 100 kPa upon reloading. The shear wave velocities of the overconsolidated (denser) specimens are greater than those of the normally consolidated specimens. This finding agrees with Hardin and Richart (1963), who showed that preloading of sand resulted in an increase in the shear wave velocity.

The consolidation curves of Tests OedoVs-1 and TxVs-10i are presented on figure 5-8a. The consolidation curve of Test OedoVs-1 has a typical shape for a slurry (without preconsolidation) (e.g. Essayad et al., 2016). The consolidation curve of Test TxVs-10i was affected by the densification phase of specimen preparation, which simulates preconsolidation (Aubertin et al., 1996). Figure 5-8b presents the shear wave velocities of these two tests as a function of the mean effective stress. The effect of overconsolidation can be observed in these two figures. For a mean effective confining stress of 100 kPa in the oedometric test, the void ratio is 0.63 for (virgin) loading and 0.56 under unloading from 720 kPa (an OCR of 7.2). The respective shear wave velocities are 153 m/s and 193 m/s. At the same mean effective confining stress of 100 kPa, the preloaded, denser tailings specimen has an appreciably higher shear wave velocity than the normally consolidated one. The responses of the other tests were similar. However, due to the densification used in the preparation of the triaxial tests specimens, this effect is not as pronounced in the triaxial tests as in the oedometric specimens.

The value of V_s is commonly normalized to an effective vertical stress of 100 kPa to isolate the effect of density using the following equation (Youd et al., 2001):

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}}\right)^{0.25} \tag{5-6}$$

where V_{s1} is the normalized shear wave velocity and σ'_v is the effective vertical stress.

The value of σ'_v was taken directly from the testing for the anisotropically consolidated K_0 triaxial tests and the oedometric (K_0) tests. For the isotopically consolidated triaxial tests, an apparent value of σ'_{vo} was taken as $1.7 \cdot \sigma'_m$ to correct for the effect of at-rest K_0 conditions. The factor of 1.7 is

obtained by solving Eq. (5-2) with the isotropic confining stress as σ'_m, the apparent effective vertical confining stress as σ'_1 and $K_0 \cdot \sigma'_v$ as σ'_3. The resulting equation is:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{100}{a \cdot \sigma'_{vo}} \right)^{0.25} \tag{5-7}$$

where a is equal to 1.0 for K_0 consolidation and 1.7 for isotropic consolidation.

Figure 5-8c presents the normalized shear wave velocity, V_{s1}, for Tests OedoVs-1 and TxVs-10i calculated using Eq.(5-7). The values of V_{s1} for the normally consolidated stress increments of both tests show a tendency of increasing V_s with σ'_m, which can be associated with the influence of the void ratio. This is the effect of the void ratio (or overconsolidation) on shear wave velocity measurement. As shown on figure 5-8a (and previously noted), the stress change for the triaxial test is less pronounced than for the oedometer test because of the densification during specimen preparation. The consistency of V_{s1} at different stress levels for normally consolidation is expected when the density (or void ratio) is solely determined by the existing vertical effective stress in at-rest conditions.

The normalization given by Eq. (5-7) doesn't consider the effect of overconsolidation which has been shown to affect the values of V_s (Hardin and Black, 1969; Anderson, 1974; Kim and Novak, 1981; Elbeggo et al., 2017). An approach analogous to the stress history and normalized soil engineering properties (SHANSEP) approach developed for overconsolidated clays (Ladd and Foott, 1974; Holtz et al., 2011) was employed here. The resulting normalized value then becomes:

$$V_{s1m} = V_{s1}/OCR^m \tag{5-8}$$

where m is an exponent associated with the type of material. The value of exponent, m, was obtained through analysis of the test results with shear wave velocity measurements at stress levels

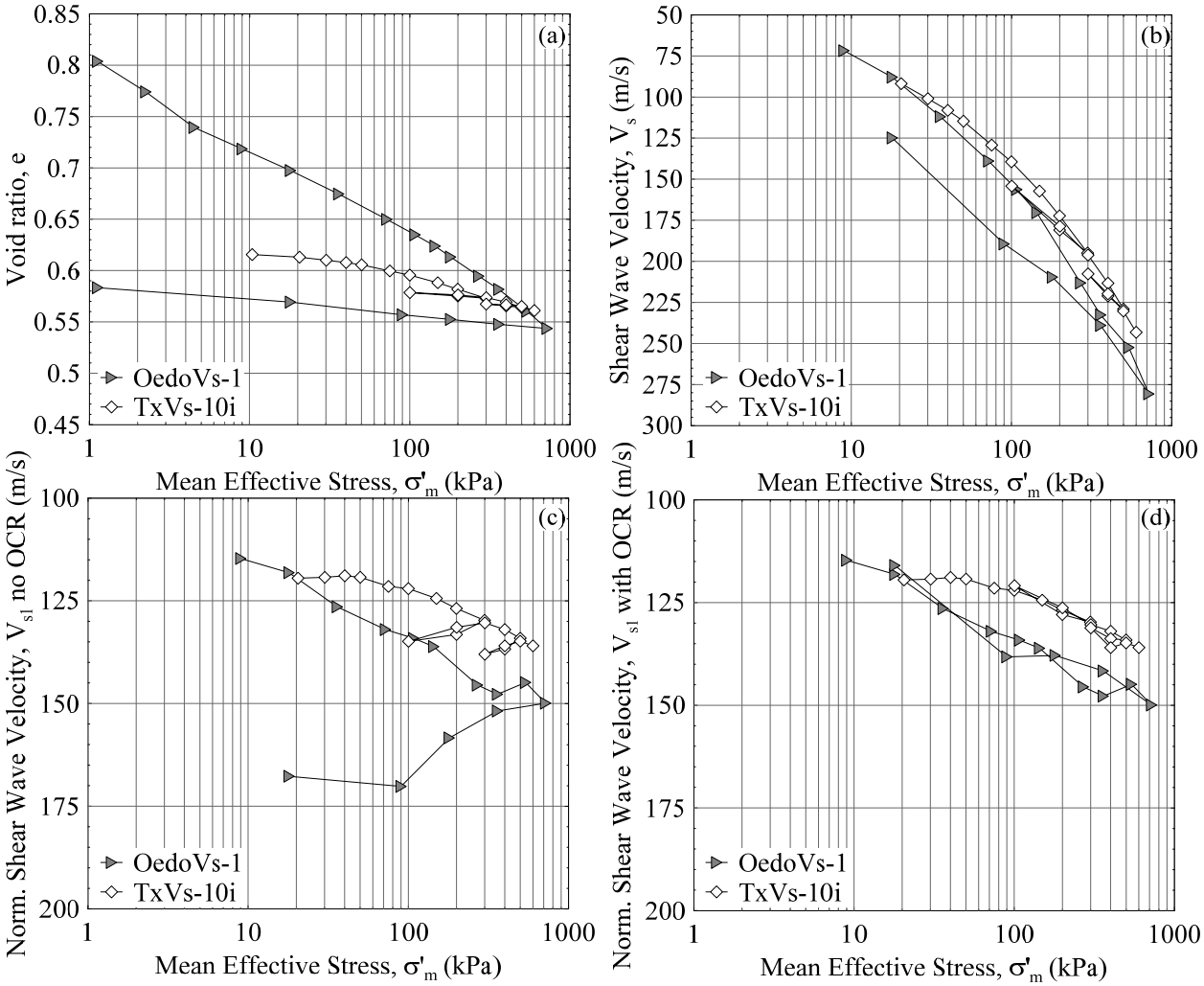


Figure 5-8: (a) Consolidation curve of the tailings, (b) shear wave velocity, (c) normalized shear wave velocity according to Eq. (5-7) and (d) Eq. (5-9) for OedoVs-1 and TxVs-10.

for both virgin loading and unloading (overconsolidation). The resulting values of m varied from 0.07 to 0.26, but were typically about 0.1, which was retained, leading to:

$$V_{s1m} = V_s \left(\frac{100}{a \cdot \sigma_v'}\right)^{0.25} / OCR^{0.1} \tag{5-9}$$

where V_{s1m} is the consolidation normalized shear wave velocity. Figure 5-8d shows the normalized shear wave velocity with respect to the vertical effective confining stress, σ'_v, and overconsolidation ratio, OCR, for Tests OedoVs-1 and TxVs-10i (based on Eq.(5-9)). The normalized shear wave velocities for overconsolidated materials can be calculated with this correction. The results show that the OCR can also affect the behavior of granular materials like tailings. Overconsolidation in tailings impoundment can occur with a changing water table position or when the material becomes unsaturated.

5.6.2.3 Normalized shear wave velocity and void ratio

The normalized shear wave velocity versus void ratio for all the results of the triaxial and oedometric tests, are presented in figure 5-9. The normalized shear wave velocity obtained by the two different setups are fairly similar. For these tailing, the normalized shear wave velocity varies from 105 m/s to 160 m/s for void ratio varying from 0.72 to 0.52. This range of V_{s1} is generally associated with loose, liquefiable sand (Youd et al., 2001) and gold mine tailings (Chang and Heymann, 2005; Lapierre et al., 2013; Lapierre, 2014).

Two relationships between the normalized shear wave velocity, V_{s1}, and the void ratio, e, were developed using OCR=1 results. Eq. (5-10a), represented by a solid line on figure 5-9, is based on the results of tests TxVs-11a, TxVs-12a, TxVs-13i and OedoVs-1. The relation represented by a dashed line (figure 5-9) and Eq. (5-10b), was obtained with TxVs-07i, TxVs-08i, TxVs-10i and OedoVs-2, shows a different tendency.

$$V_{s1} = 77.9 * e^{-1.1}/OCR^{0.1} \tag{5-10a}$$

$$V_{s1} = 64.1 * e^{-1.3}/OCR^{0.1} \tag{5-10b}$$

The coefficients of determination, R^2, for these equations are 0.89.

A difference of 15 m/s is noted between these two curves. The tests represented by Eq. (5-10b) (the second group) were preliminary. Subsequently, minor refinements were made in the specimen preparation.

The first group, represented by Eq. (5-10a), is deemed more representative of field conditions because the specimens were looser and three of the four specimens were anisotropically (K_0) consolidated; this equation will thus be used.

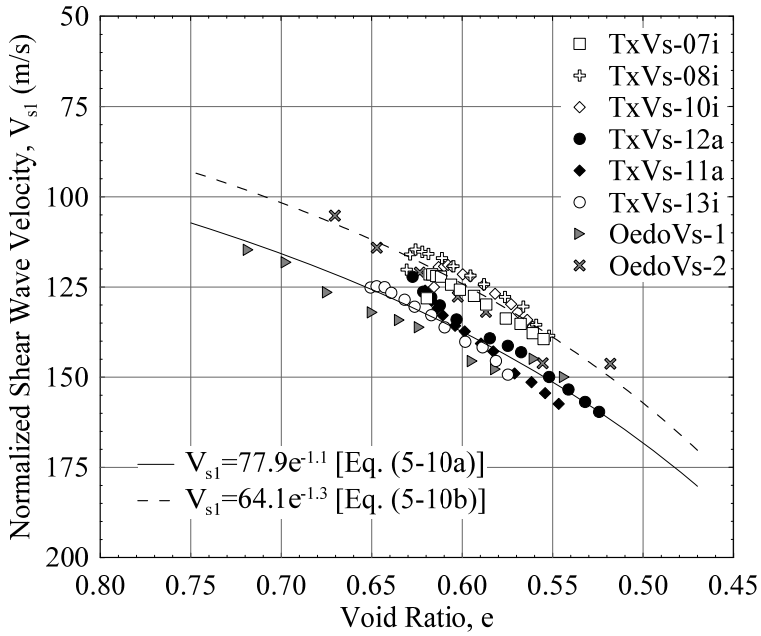


Figure 5-9: Normalized shear wave velocity, V_{s1}, in function of tailings void ratio for oedometric and triaxial tests.

5.7 Discussion

5.7.1 In-situ testing and behaviour

Conventional standard penetration testing (SPT) and cone penetration testing (CPT) are commonly conducted in tailings (Ulrich and Hughes, 1994; Robertson, 2010). With the SPT, penetration indices, N, within soft tailings are typically very small, sometimes as low as 1 blow/30 cm; the sampler can even advance on its own due to its weight (with the rods). With CPT, the responses

are typically dominated by the generation of excess pore water pressure, Δu, and the corresponding values of tip resistance, q_c, and side friction, f_s, are very low and inconsistent. For both the SPT and CPT, local disturbance of the loose, saturated tailings induces a lack precision, so the results cannot be used to characterize the tailings in a precise manner, other to indicate that they are "loose".

In-situ shear wave velocity, V_s, measurements can be very useful as these constitute a more reliable and precise method for evaluating the characteristics of very loose materials such as tailings. Shear wave velocity measurements are becoming more widely used, in part because very little disturbance is produced during testing. Shear wave velocity, V_s, profiles can be obtained from surface wave propagation techniques such as spectral and multimodal analyses of surface waves, (SASW and MMASW; e.g. Karray et al. 2010, 2011; Tokeshi et al. 2013), from boreholes using down-hole, up-hole and cross-hole methods (Stokoe II and Woods, 1972; Robertson and Campanella, 1983), or from SCPTs when the CPT equipment includes sensors to measure V_s. The latter type of measurements were conducted at the mine site from the crests of the retention dikes and from working mats on the tailings impoundment in November 2016; the SCPT logs and data from Conetec (2017) were provided by Golder Associés and the Canadian Malartic Mine.

The in-situ shear wave velocity measurements are compared here with the laboratory measurements on figure 5-10, which presents the V_s measurements (open circles for laboratory measurements) as a function of mean effective stress (σ'_m). In-situ shear wave velocity measurements from four SCPTs in the tailings are presented (with black dots), for mean effective stresses calculated from the depths of the measurements, assuming hydrostatic, at-rest conditions.

Three V_s curves are presented on figure 5-10 as a function of mean effective confining stress (σ'_m) for overconsolidation ratios OCR of 1, 2 and 4. These curves were calculated using Eq. (5-7) and Eq. (5-10a) and an OCR correction factor (i.e. OCR^m, with m=0.1) as described above.

Overall, figure 5-10 shows that the in-situ V_s measurements are in fairly good agreement with the laboratory correlations. These results indicate that most tailings in the areas of the SCPT soundings are normally consolidated, with some being slightly overconsolidated.

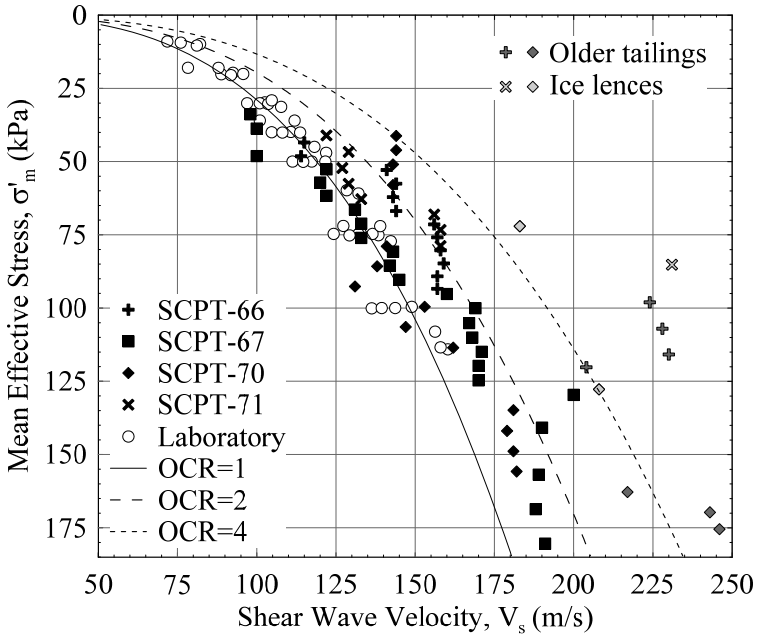


Figure 5-10: Shear wave velocity, V_s, in the tailings as a function of mean effective stress, σ'_m, obtained from field data (Conetec, 2017) and laboratory tests, for different OCR.

There are nonetheless some in-situ data that don't follow the general trends. As the tailings impoundment is active, there may be some zones within the tailings that were not yet normally consolidated (OCR<1) with respect to the vertical stresses at the time of the in-situ testing. Furthermore, some zones within the tailings may have been densified (OCR>1) through exposure or near the surface, where they could have been subjected to desaturation, desiccation, the construction of the dike raises and truck traffic. Some of these effects may be linked with the few results giving an OCR over 4, which correspond to measurements made in older tailings that were deposited decades ago, in an ancient impoundment; these tailings were densified by surface exposure and desiccation (dark grey on figure 5-10). In addition, some thin (less than 10 cm) ice lenses (pale grey in figure 5-10) were encountered at depth in the tailings during borehole drilling and sampling in the summer of 2017 (James et al., 2017); such lenses may also influence some of the V_s measurements.

Despite the few discrepancies, these in-situ V_s measurements, coupled with laboratory V_s measurements and calibration, can be useful to have a better characterisation of the tailings deposit, in a relatively precise manner.

These measurements can be particularly useful in the case of tailings not yet normally consolidated under existing total stress (i.e. in the presence of excess pore water pressures), when the mean effective stress and void ratio are lower than that of normally consolidated tailings. It may even be possible to estimate the degree of consolidation, U, from in-situ and laboratory V_s measurements and the corresponding mean effective stresses, using results shown in figure 5-7 and figure 5-10; such type of analysis is still underway.

5.7.2 Implications for liquefaction analyses

Static liquefaction is the loss of strength in a saturated, contractive, cohesionless soil due to stress changes caused by loading or unloading that leads to the critical state where excessive deformation can occur. The static liquefaction of tailings causes flow after the rupture of an impoundment. Such flows are responsible for the severe consequences associated with tailings impoundment rupture.

By characterizing a tailing deposit with in-situ V_s measurements and characterizing the tailings with laboratory V_s measurements and triaxial testing, it could be possible to analyze the potential for static liquefaction of the underlying tailings due to the construction of an upstream-raise of a tailings dike. This is the subject of related research work (Grimard, 2017).

Shear wave velocity measurements can also be used to assess the shear modulus profile of a tailings deposit, based on Eq. (5-3) (e.g. Lapierre et al. 2013), which is a critical element for the seismic response analysis of a tailings impoundment.

Shear wave velocity measurements can also be used to characterize tailings with respect to the potential for seismically-induced liquefaction (Youd et al., 2001; James et al., 2011). Cyclic laboratory testing of the tailing from the Canadian Malartic Mine by Archambault-Alwin et al. (2017) can be combined with the V_s measurements here to develop charts relating V_{s1} to the cyclic resistance ratio, CRR of the tailings.

5.8 Conclusion

Tailings, typically loose and saturated, can be difficult to characterize in-situ using conventional methods, such as SPT and CPT. Tailings can be characterized more precisely and extensively using

shear wave velocity, V_s, measurements in the laboratory and in the field. A key element is the use of laboratory testing that adequately simulates in-situ conditions. Laboratory shear wave velocity measurements obtained from the Piezoelectric Ring Actuator technique (P-RAT) provide the required data to establish a correlation between laboratory testing results and in-situ measurements.

This paper demonstrates the use of shear wave velocity measurement technique for the characterisation of tailings consolidation in both triaxial and oedometric cells. The shear wave velocity results from P-RAT signals are relatively easy and straightforward to interpret. The tests were run on hydraulically deposited tailings consolidated in a triaxial cell and in an oedometric cell. The triaxial cell tests included shear wave velocity measurements on isotropic and anisotropic consolidated specimens. A relation was obtained between the shear wave velocity and the mean effective stress for the tested tailings. The shear wave velocity varied between 72 m/s and 318 m/s for stresses ranging from 9 kPa to 920 kPa. It was also observed that the stress history influences the shear wave velocity and a correction is proposed to take this effect into account. A specific relation is also presented to relate the normalized shear wave velocity, V_{s1}, with the void ratio and the OCR. The corresponding normalized shear wave velocity varied between 105 m/s and 160 m/s for void ratios of 0.72 and 0.52. The V_s values from the laboratory tests compare well with V_s measurements made with SCPTs in the tailing impoundment.

5.9 Acknowledgements

This research was funded through a Collaborative Research and Development Grant by NSERC, the industrial partners of the Research Institute on Mines and Environment UQAT-Polytechnique (www.rime-irme.ca/en), Canadian Malartic Mine, Golder Associés and Arianne Phosphate. Special thanks to Ahmed Mhenni for the fabrication of piezoelectric ring actuators.

5.10 References

Akbari Paydar, N., and Ahmadi, M.M. 2016. Effect of Fines Type and Content of Sand on Correlation Between Shear Wave Velocity and Liquefaction Resistance. Geotechnical and Geological Engineering 34(6): 1857-1876. doi: 10.1007/s10706-016-9995-8.

Anderson, D.G. 1974. Dynamic modulus of cohesive soils. The University of Michigan (U.S.A.), Ann Arbor. p. 311.

Andrus, R.D., and Stokoe II, K.H. 2000. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 126(11): 1015-1025. doi: Doi 10.1061/(Asce)1090-0241(2000)126:11(1015).

Archambault-Alwin, X. 2017. Évaluation du comportement dynamique de la résistance cyclique des résidus miniers. In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada).

Archambault-Alwin, X., James, M., Karray, M., and Chekired, M. 2017. Analysis of cyclic testing of tailings using the triaxialsimple shear (TxSS) apparatus. In Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

Arulnathan, R., Boulanger, R.W., and Riemer, M.F. 1998. Analysis of Bender Element Tests. Geotechnical Testing Journal 21(2): 120. doi: 10.1520/gtj10750j.

ASTM, D. 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (D422-63). ASTM International, West Conshohocken, PA. doi: 10.1520/D0422-63R07E02.

ASTM, D. 2011. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils (D7181-11). ASTM International, West Conshohocken, Pa.

ASTM, D. 2012. Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (D1557-12). ASTM, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM, D. 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer (D854-14). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi: 10.1520/d0854-14.

ASTM, D. 2016. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density (D4254-16). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi: 10.1520/D4254-16.

Aubertin, M., Bussière, B., and Bernier, L. 2002a. Environnement et gestion des rejets miniers. Presses internationales Polytechnique, Ville Mont-Royal, Québec.

Aubertin, M., Bussiere, B., and Chapuis, R.P. 1996. Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. Canadian geotechnical journal 33(3): 470-482.

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. In CR Symposium sur les Mines et l'Environnement, Rouyn-Noranda, CIM, CD Rom, Rouyn-Noranda.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussiere, 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. In Défis & Perspectives : Symposium sur l'environnement et les mines. Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM, Rouyn-Noranda.

Blight, G. 2010. Geotechnical engineering for mine waste storage facilities. 1st ed. CRC Press, London.

Brignoli, E.G.M., Gotti, M., and Stokoe, K.H. 1996. Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers. Geotechnical Testing Journal 19(4): 384. doi: 10.1520/gtj10716j.

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.

Carraro, J.A.H., and Prezzi, M. 2008. A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. Geotechnical Testing Journal 31(1): 11 pp. doi: 10.1520/GTJ100207.

Chang, H.P.N., and Heymann, G. 2005. Shear wave velocity of gold tailings. Journal of the South African Institution of Civil Engineering 47(2): 15-20.

Conetec. 2017. Presentation of Site Investigation Results. ConeTec Job No: 16-05038.

Contreras Romero, C.A. 2013. Comportement dynamique du sol pulvérulent « résidus miniers ». In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada). p. 221.

Dobry, R. 1989. Some basic aspects of soil liquefaction during earthquakes. Annals of the New York Academy of Sciences 558(1): 172-182.

Elbeggo, D., Ethier, Y., Karray, M., and Dubé, J.-S. 2017. The role of lateral stress coefficient (K0) on Shear wave velocity correlations for Canadian Clays In Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

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. In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada). p. 438.

Essayad, K., Aubertin, M., and James, M. 2016. A Laboratory Study of Tailings Consolidation Under Positive and Negative Pore Water Pressures. In Proceedings of GeoVancouver 2016. Canadian Geotechnical Society, Vancouver, BC, October 2016. p. 8.

Ethier, Y.A. 2009. La mesure en laboratoire de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement. Université de Sherbrooke (Canada). p. 320.

Fam, M.A., Cascante, G., and Dusseault, M.B. 2002. Large and Small Strain Properties of Sands Subjected to Local Void Increase. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 128(12): 1018-1025. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:12(1018).

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/t00-112.

Gamal El-Dean, D. 2007. Development of a new piezoelectric pulse testing device and soil characterization using shear waves. Université de Sherbrooke (Canada). p. 400.

Grimard, L.-P. 2017. 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. In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada).

Grimard, L.-P., and James, M. 2017. A study of the static liquefaction of tailings. In Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

Grimard, L.-P., James, M., Karray, M., and Mhenni, A. 2017. Physical and mechanical characterisation of hydraulically deposited tailings using shear wave velocity. In Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

Hardin, B.O., and Black, W.L. 1969. Closure on vibration modulus of normally consolidated clay. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.

Hardin, B.O., and Richart, J.F.E. 1963. Elastic wave velocities in granular soils. ASCE -- Proceedings -- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 89(SM1, Part 1): 33-65.

Holtz, R.D., Kovacs, W.D., and Sheahan, T.C. 2011. An Introduction to Geotechnical Engineering. Pearson.

Hussien, M.N., and Karray, M. 2016. Shear wave velocity as a geotechnical parameter: an overview. Canadian Geotechnical Journal 53(2): 252-272. doi: 10.1139/cgj-2014-0524.

James, M. 2009. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. In Département des génies civils, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada). pp. lxii, 482 p.

James, M., Aubertin, M., Bussière, B., Pednault, C., Pépin, N., and Limojes, M. 2017. A research project on the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. In Proceedings of GeoOttawa 2017. Edited by GeoOttawa. Canadian Geotechnical Society, Ottawa, ON, October 2017. p. 8.

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.

Karray, M., Ben Romdhan, M., Hussien, M.N., and Éthier, Y. 2015. Measuring shear wave velocity of granular material using the piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT). Canadian Geotechnical Journal 52(9): 1302-1317. doi: 10.1139/cgj-2014-0306.

Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y., and Bigras, A. 2010. Assessment of deep compaction of the Péribonka dam foundation using "modal analysis of surface waves" (MASW). Canadian Geotechnical Journal 47(3): 312-326. doi: 10.1139/t09-108.

Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y., and Bigras, A. 2011. Influence of particle size on the correlation between shear wave velocity and cone tip resistance. Canadian Geotechnical Journal 48(4): 599-615. doi: 10.1139/t10-092.

Kim, T.C., and Novak, M. 1981. Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal 18(3): 371-389. doi: 10.1139/t81-044.

Kramer, S.L. 1996. Geotechnical earthquake engineering: Steven L. Kramer. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

L-Bolduc, F. 2012. Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers. In Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal (Canada).

Ladd, C.C., and Foott, R. 1974. New Design Procedure for Stability of Soft Clays. American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division 100(GT7): 763-786.

Lapierre, J. 2014. Étude expérimentale du comportement en cisaillement de résidus miniers épaissis. Université de Sherbrooke (Canada). p. 172.

Lapierre, J., Nuth, M., and Karray, M. 2013. Experimental study of the small strain and large strain elastic parameters of thickened tailings. In Proceedings of GeoMontreal 2013. Canadian Geotechnical Society, Montreal, Qc, October 2013. p. 8.

Lee, J.-S., and Santamarina, J.C. 2005. Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131(9): 1063-1070. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2005)131:9(1063).

McLeod, H.N. 2016. History of Tailings Dam Design, Innovation, and Practice Changes Required in the Wake of the Mount Polley Mine Tailings Breach In Proceedings of GeoVancouver 2016. Canadian Geotechnical Society, Vancouver, BC, October 2016. p. 8.

Mhenni, A., Hussien, M.N., and Karray, M. 2015. Improvement of the Piezoelectric Ring Actuator technique (P-RAT) using 3D numerical simulations. In 68e Conférence Canadienne de Géotechnique et 7e Conférence Canadienne sur le Pergélisol 09/2015, Québec, Canada.

Mhenni, A., Hussien, M.N., Karray, M., and Ethier, Y.A. 2016. Versatility of the P-RAT for shear wave velocity measurement. In 69e Conférence Canadienne de Géotechnique, Vancouver, Canada.

Morgenstern, N., Vick, S.G., and Watts, B. 2016. Fundão Tailings Dam Review Panel Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.

Poncelet, N. 2012. Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. École Polytechnique de Montréal (Canada). 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/t00-082.

Richart Jr, F., Hall Jr, J., and Woods, R. 1970. Vibration of soils and foundations, 1970. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Robertson, P.K. 2010. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 136(6): 842-853. doi: 10.1061/(Asce)Gt.1943-5606.0000286.

Robertson, P.K., and Campanella, R.G. 1983. Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. Canadian Geotechnical Journal 20(4): 718-733. doi: 10.1139/t83-078.

Romdhan, M.B., Hussien, M.N., Karray, M., Chekirad, M., and Roubtsova, V. 2014. The use of piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT) in shear wave velocity measurement in granular media. doi: 10.13140/2.1.5060.3526.

Saleh Mbemba, F. 2011. Évaluation de la dessiccation, du retrait et de la fissuration de matériaux silteux peu plastiques. École Polytechnique de Montréal (Canada). p. 246.

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.

Shirley, D.J., and Hampton, L.D. 1978. Shear wave measurements in laboratory sediments. The Journal of the Acoustical Society of America 63(2): 607-613. doi: 10.1121/1.381760.

Stokoe II, K.H., and Woods, R.D. 1972. In Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method. American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 98(SM5): 443-460.

Stokoe, K.H., Nazarian, S., Rix, G.J., Sanchez-Salinero, I., Sheu, J.-C., and Mok, Y.-J. 1988. In situ seismic testing of hard-to-sample soils by surface wave method. In Earthquake engineering and soil dynamics II—Recent advances in ground-motion evaluation. ASCE. pp. 264-278.

Tokeshi, K., Harutoonian, P., Leo, C.J., and Liyanapathirana, S. 2013. Use of surface waves for geotechnical engineering applications in Western Sydney. Advances in Geosciences 35: 37-44. doi: 10.5194/adgeo-35-37-2013.

Tokimatsu, K., and Uchida, A. 1990. Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity. Soils and Foundations 30(2): 33-42.

Ulrich, B.P., and Hughes, J.M.O. 1994. SPT/CPT correlations for mine tailings. In Proceedings of the 1st International Conference on Tailings & Mine Waste'94, Jan 19 - 21 1994. A.A. Balkema, Fort Collins, CO, United states. pp. 215-215.

Vaid, Y.P., Sivathayalan, S., and Stedman, D. 1999. Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand. Geotechnical Testing Journal 22(3): 187-195.

Vick, S.G. 1990. Planning, design, and analysis of tailings dams. BiTech, New York.

Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., and Shibuya, S. 2009. Interpretation of international parallel test on the measurement of Gmax using bender elements. Soils and foundations 49(4): 631-650.

Yang, J., and Gu, X.Q. 2013. Shear stiffness of granular material at small strains: does it depend on grain size? Géotechnique 63(2): 165-179. doi: 10.1680/geot.11.P.083.

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).

CHAPITRE 6 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES, ANALYSE ET DISCUSSION GÉNÉRALE

6.1 Paramètres de consolidation

Les paramètres de consolidation ont été déterminés pour chaque incrément de chargement de consolidation (isotrope) durant les essais triaxiaux menés en conditions CU (voir Chapitre 5). La contrainte de confinement effective (σ'_c), l'indice des vides (e) à la fin de la consolidation de chaque incrément de chargement et les paramètres de consolidation C_c, c_v, a_v, m_v, E_{oed} et k_{sat} (définis dans la section 2.3.2.5) sont présentés dans le tableau 6-1. Ces paramètres seront analysés et discutés plus en détail dans les prochaines sections. Les résultats obtenus portent sur les résidus miniers de Canadian Malartic déposés hydrauliquement pour des essais avec une contrainte de confinement effectives (σ'_c) entre 50 et 600 kPa.

6.1.1 Indice de compression (C_c)

La figure 6-1 présente les valeurs de l'indice de compression (C_c) obtenues pour différentes contraintes de confinement effectives (σ'_c) pendant la phase de consolidation isotrope, avant de procéder au chargement déviatorique des essais triaxiaux CU (voir le tableau 6-1). Les valeurs de C_c varient entre 0,042 et 0,087 et tendent à augmenter avec la contrainte σ'_c (et la densification des résidus).

Les courbes de consolidation présentées sur la figure 4-3 dans le plan e-log σ'_c possèdent une courbure convexe avec l'origine. La succion appliquée pendant la phase de densification des éprouvettes pour les essais de consolidation en cellule triaxiale peut expliquer ce type de courbure. Cette phase de densification engendre une contrainte de préconsolidation σ'_p apparente d'environ 100 kPa (voir section 5.6) et réduit les indices des vides initiaux (e_0). Donc, les courbes de consolidation de ces éprouvettes incluent une portion de recompression jusqu'à environ 100 kPa Cet effet est visible sur la figure 5-5 puisque les éprouvettes consolidées sans phase de densification dans l'œdomètre ont des indices des vides supérieurs aux éprouvettes de la cellule triaxiale pour des contraintes σ'_c inférieures à 100 kPa. Les courbes de consolidation des éprouvettes dans l'œdomètre sont linéaires; ce qui implique que les valeurs de C_c sont pratiquement constantes.

Tableau 6-1: Valeurs des paramètres de consolidation pour différents paliers de chargement appliquées pour la consolidation isotrope des essais triaxiaux.

Essai	σ'_c	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v		k_{sat}	
							cm^2/s		10^{-5} cm/s	
	kPa	-	-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	*Casag.*	*Taylor*	*Casag.*	*Taylor*
Tx-50-1	50	0,612	0,039	0,566	0,347	2,9	0,471	0,294	1,60	1,00
Tx-100-6	50	0,609	0,032	0,464	0,285	3,5	0,562	0,468	1,57	1,31
Tx-100-6	100	0,595	0,047	0,282	0,173	5,8	1,136	1,041	1,93	1,77
Tx-200-1	50	0,593	0,041	0,594	0,368	2,7	0,723	0,296	2,61	1,07
Tx-200-1	101	0,580	0,044	0,261	0,162	6,2	0,947	1,000	1,50	1,59
Tx-200-1	199	0,561	0,064	0,191	0,119	8,4	1,785	1,421	2,08	1,65
Tx-400-2	50	0,606	0,034	0,513	0,316	3,2	0,415	0,309	1,29	0,96
Tx-400-2	100	0,591	0,048	0,288	0,178	5,6	1,143	0,977	1,99	1,70
Tx-400-2	199	0,572	0,065	0,197	0,121	8,3	1,426	1,409	1,70	1,68
Tx-400-2	399	0,549	0,077	0,116	0,071	14,0	2,389	2,110	1,67	1,48
Tx-600-1	50	0,590	0,036	0,444	0,277	3,6	0,801	0,289	2,18	0,79
Tx-600-1	101	0,576	0,047	0,280	0,175	5,7	0,998	1,046	1,71	1,80
Tx-600-1	200	0,559	0,056	0,169	0,105	9,5	1,518	1,438	1,57	1,49
Tx-600-1	300	0,547	0,072	0,126	0,079	12,7	1,999	1,931	1,55	1,49
Tx-600-1	400	0,538	0,067	0,084	0,053	19,0	2,477	2,073	1,28	1,07
Tx-600-1	599	0,523	0,087	0,077	0,048	20,9	2,649	2,362	1,25	1,11
Tx-30-1P	28	0,635	0,036	1,066	0,642	1,6	-	-	-	-
Tx-200-1P	51	0,604	0,037	0,521	0,321	3,1	-	-	-	-
Tx-200-1P	100	0,592	0,042	0,247	0,152	6,6	-	-	-	-
Tx-200-1P	200	0,574	0,060	0,179	0,110	9,1	-	-	-	-
Tx-76-1L	50	0,616	0,041	0,596	0,364	2,7	-	-	-	-
Tx-76-1L	77	0,607	0,048	0,336	0,205	4,9	-	-	-	-
Tx-76-2L	50	0,608	0,040	0,584	0,359	2,8	-	-	-	-
Tx-76-2L	75	0,602	0,034	0,240	0,147	6,8	-	-	-	-
Tx-152-1L	52	0,611	0,036	0,525	0,322	3,1	-	-	-	-
Tx-152-1L	100	0,596	0,050	0,297	0,182	5,5	-	-	-	-
Tx-152-1L	152	0,586	0,055	0,191	0,117	8,5	-	-	-	-
Tx-152-2L	54	0,623	0,035	0,483	0,294	3,4	-	-	-	-
Tx-152-2L	74	0,615	0,055	0,375	0,228	4,4	-	-	-	-
Tx-152-2L	150	0,596	0,063	0,253	0,154	6,5	-	-	-	-

Essayad (2015) a montré que l'application d'une succion avait pour effet de diminuer l'indice de compression (C_c) pour les résidus miniers de Canadian Malartic. L'application de la succion lors de la phase de densification produit des résidus initialement plus dense et plus rigide ($E_{oed} = \frac{1}{m_v}$) (voir section 6.1.4); ce qui réduit les valeurs initiales de C_c.

La courbe et l'équation sur la figure 6-1 ont été obtenues à partir des données de consolidation. L'équation (6-1) est une relation empirique entre le C_c et la contrainte de confinement effective (σ'_c). Le coefficient de détermination (R^2) de l'équation (6-1) est de 0,90; il indique que la relation représente bien la tendance générale des données expérimentales.

$$C_c = 0{,}048\, log(\sigma'_c) - 0{,}050 \qquad (6\text{-}1)$$

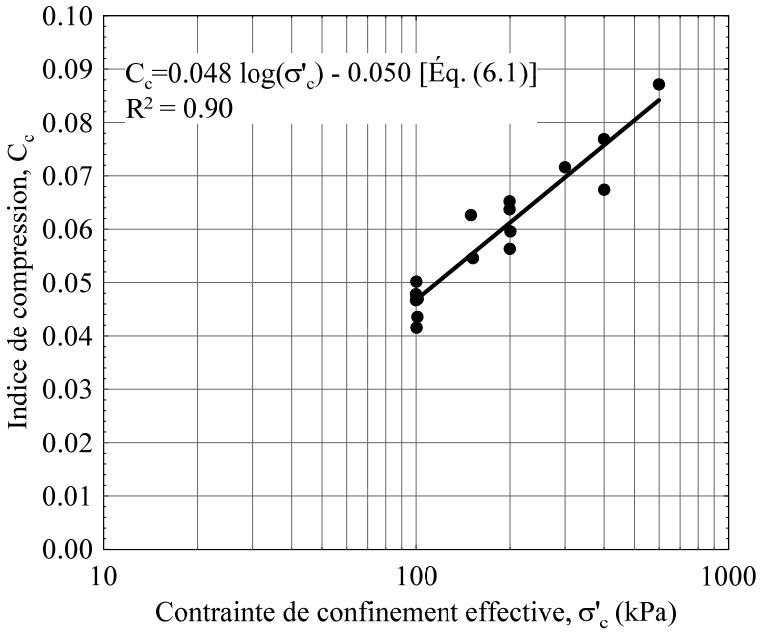


Figure 6-1: Valeurs de l'indice de compression (C_c) obtenues pour la consolidation isotrope effectuée pour des essais triaxiaux CU sur les résidus miniers.

Ces valeurs de C_c sont dans le même ordre de grandeur que d'autres issues d'études sur les résidus miniers (Aubertin et al., 1996; Qiu et Sego, 2001; Bussière, 2007; Essayad et al., 2016). L-Bolduc

(2012) a obtenu une valeur moyenne de C_c de 0,12 qui est plus élevée que la valeur maximale de C_c de 0,087 obtenue ici. Les essais de consolidation de L-Bolduc (2012) ont été effectués avec des indices des vides initiaux (avant d'amorcer la consolidation) plus élevés que ceux de cette étude avec des valeurs de e_0 entre 0,87 et 1,08 comparativement à 0,60 et 0,66 ici. Saleh Mbemba (2016) a obtenu une valeur de C_c de 0,13 pour un indice des vides initial (e_0) de 1,2 pour les résidus de la mine Canadian Malartic. L'indice de compression (C_c) peut varier avec l'indice des vides initial (e_0) (Aubertin et al., 1996; Blight, 2003; Essayad et al., 2016).

6.1.2 Coefficient de consolidation (c_v)

Les valeurs du coefficient de consolidation (c_v) ont été obtenues à l'aide des méthodes graphiques de Casagrande et Taylor en suivant la norme ASTM D2435-11; elles sont représentées dans le tableau 6-1. Les deux méthodes et les résultats sont présentés de façon détaillée pour chaque palier de chargement à l'Annexe J. La figure 6-2 présente les valeurs du coefficient de consolidation obtenues pour différentes contraintes de confinement effectives avec les méthodes de Casagrande et Taylor.

Les valeurs obtenues avec la méthode de Casagrande sont généralement légèrement supérieures à celles obtenues avec la méthode de Taylor comme montré sur la figure 6-2. Les valeurs de c_v varient entre 0,95 cm^2/s à une contrainte σ'_c de 100 kPa et 2,6 cm^2/s à une contrainte de 600 kPa pour la méthode de Casagrande. Pour la méthode de Taylor, les valeurs de c_v varient entre 0,98 cm^2/s à 100 kPa et 2,4 cm^2/s à 600 kPa. Dans les deux cas, la valeur de c_v augmente avec la σ'_c. Les valeurs de c_v à la contrainte de confinement effective médiane (σ'_c = 300 kPa) sont 2,0 et 1,9 cm^2/s pour les méthodes de Casagrande et Taylor respectivement.

Ces valeurs de c_v sont assez similaires aux valeurs obtenues antérieurement pour les résidus de la mine Canadian Malartic, comme montrée au tableau 2-1 où les valeurs minimales et maximales sont de 0,01 et 6,6 cm^2/s respectivement (L-Bolduc, 2012; Essayad, 2015). Saleh Mbemba (2016) a obtenu une valeur moyenne de c_v de 0,15 cm^2/s pour les résidus de la mine Canadian Malartic déposés en pulpe dans une cuve avec une contrainte inférieure à 10 kPa. Essayad (2015) a montré que les valeurs de c_v suivaient des tendances différentes en fonction de la contrainte verticale effective (σ'_v) appliquée pour les résidus miniers de Canadian Malartic. Pour une contrainte $\sigma'_v \leq$

25 kPa, les valeurs de c_v varient entre 0,11 cm^2/s et 1,58 cm^2/s comparativement à une plage entre 0,27 cm^2/s et 2,78 cm^2/s pour des valeurs de σ'_v > 25 kPa (Essayad, 2015). Les valeurs de c_v croissent avec la contrainte σ'_c puisque le matériau est moins compressible et plus rigide ($E_{oed} = \frac{1}{m_v}$) (voir équation (2-6) ou section 6.1.4); ce qui engendre une consolidation plus rapide.

Les résultats présentés ici montrent une augmentation de c_v avec σ'_c. La consolidation est effectuée avec des incréments croissants pour des paliers de contraintes $\Delta\sigma_c$ variant de 50 à 200 kPa. Ceci a comme effet d'augmenter les pressions interstitielles en excès Δu induites par $\Delta\sigma_c$ à dissiper (par rapport au palier précédent) et de diminuer l'indice des vides. Des pressions interstitielles en excès plus élevées tendent à augmenter la vitesse d'écoulement, ce qui peut accroître la valeur de c_v.

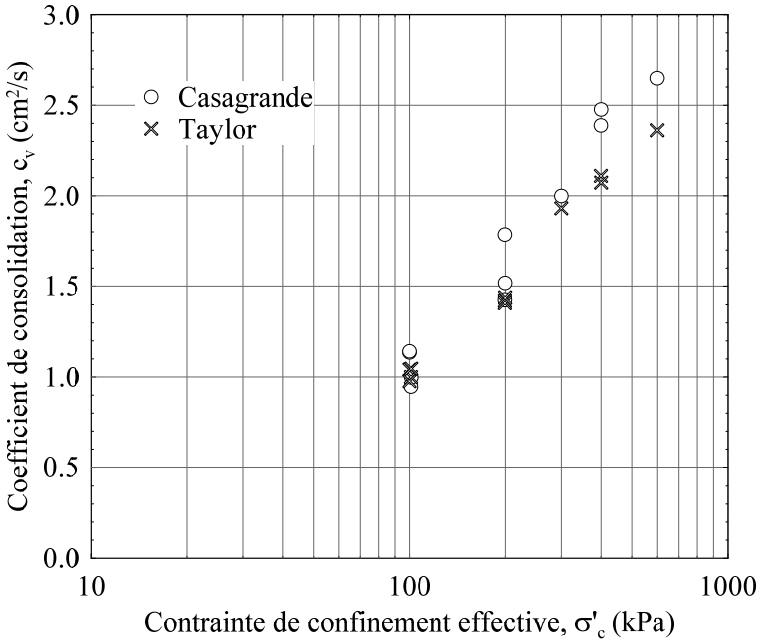


Figure 6-2: Valeurs du coefficient de consolidation (c_v) obtenues selon les méthodes de Casagrande et Taylor suite à la phase de consolidation isotrope durant les essais triaxiaux CU sur les résidus miniers.

6.1.3 Coefficient de compressibilité (a_v)

Les valeurs du coefficient de compressibilité a_v (MPa^{-1}) tendent à diminuer avec la contrainte de confinement effective (σ'_c) et l'indice des vides. Les valeurs de a_v varient entre 0,30 MPa^{-1} à une σ'_c de 100 kPa et 0,08 MPa^{-1} à 600 kPa comme montré sur la figure 6-3. Cette figure présente les valeurs du coefficient de compressibilité pour la consolidation isotrope effectuée à chaque palier des essais triaxiaux CU sur les résidus miniers. La figure 6-3présente aussi les relations obtenues par L-Bolduc (2012) et Essayad (2015) lors de leurs essais. La courbe et l'équation sur la figure ont été obtenues à partir de ces données de consolidation. L'équation (6-2) est une relation empirique entre la valeur de av et la contrainte de confinement effective (σ'_c) de la forme:

$$a_v = a\,\sigma_c'^{-b} \tag{6-2}$$

où a_v est le coefficient de compressibilité (MPa^{-1}), σ'_c la contrainte de confinement effective (kPa) et a et b des paramètres adimensionnels.

Les résultats expérimentaux mènent à des valeurs de a = 8 et b = 0,72; l'équation (6-2) devient alors:

$$a_v = 8\,\sigma_c'^{-0,72} \tag{6-3}$$

Le coefficient de détermination (R^2) de l'équation (6-3) est de 0,95; elle serait donc représentative des données expérimentales. Cette relation suit la tendance observée par L-Bolduc (2012) et Essayad (2015). Cependant, les paramètres a et b (équation (6-2)) pour L-Bolduc (2012) et Essayad (2015) sont plus élevés que ceux obtenus ici (équation (6-3)). Le paramètre a varie de 68 à 230 pour L-Bolduc (2012) et de 30 à 100 pour Essayad (2015). Le paramètre b varie entre 1,11 et 1,35 pour L-Bolduc (2012) et entre 1,02 et 1,17 pour Essayad (2015). Il est important de mentionner que les valeurs des paramètres obtenus par ces auteurs sont basées sur des essais avec une contrainte

verticale effective (σ'_v) pour une consolidation anisotrope (i.e. chargement axial avec parois latérales rigides; condition K_0). Les valeurs de e_0 obtenues ici (0,60 à 0,66) sont inférieures à celles de ces études antérieures, en raison de l'étape de densification appliquée aux essais triaxiaux; ceci a eu pour effet de densifier les échantillons, ce qui a contribué à diminuer les valeurs de a_v (comme pour l'indice de compression C_c).

Pour des contraintes verticales d'environ 25 kPa, L-Bolduc (2012) et Essayad (2015) ont des valeurs de a_v d'environ 10 MPa^{-1} contre 1 MPa^{-1} pour les résultats de cette étude (au prolongement de la relation. Toutefois, pour une contrainte de 300 kPa ces auteurs ont obtenu des valeurs légèrement supérieures à 0,1 MPa^{-1}, soit proches des résultats présentés sur la figure 6-3.

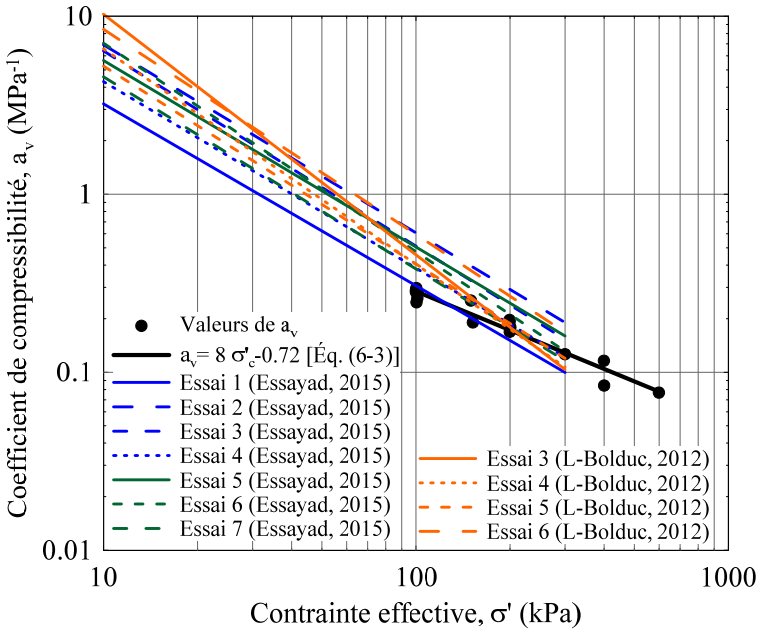


Figure 6-3: Valeurs du coefficient de compressibilité (a_v) obtenues pour différentes contraintes de confinement effective (σ'_c) pendant la phase de consolidation isotrope effectuée à chaque palier des essais de compression triaxiale (CU) sur les résidus miniers et relations entre le coefficient a_v et la contrainte verticale effective (σ'_v) obtenues par L-Bolduc (2012) et Essayad (2015).

6.1.4 Coefficient de changement de volume (m_v) et module œdométrique (E_{oed})

Le coefficient de compressibilité (a_v) diminue avec la contrainte de confinement effective σ'_c (kPa) (figure 6-3) puisque le matériau devient de plus en plus rigide. Cette tendance est aussi observée sur la figure 6-4 pour le coefficient de changement de volume ($m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$) et le module œdométrique ($E_{oed} = \frac{1}{m_v}$), pour les résidus de la mine Canadian Malartic. La figure montre les valeurs obtenues pour la consolidation isotrope effectuée durant les essais triaxiaux CU. Les valeurs du coefficient m_v varient entre 0,18 MPa^{-1} à une contrainte σ'_c de 100 kPa et 0,05 MPa^{-1} à σ'_c = 600 kPa (figure 6-4a), alors que les valeurs du E_{oed} varient entre 5,4 MPa et 21 MPa pour ces mêmes niveaux de contrainte σ'_c (figure 6-4b).

Les courbes et équations sur la figure 6-4 ont été obtenues à partir des données de consolidation. L'équation (6-4) est une relation empirique entre le coefficient m_v et la contrainte de confinement effective (σ'_c). L'équation empirique (6-5) associe le E_{oed} à la σ'_c. Ces deux équations ont un coefficient de détermination (R^2) de 0,95; elles sont donc représentatives des données.

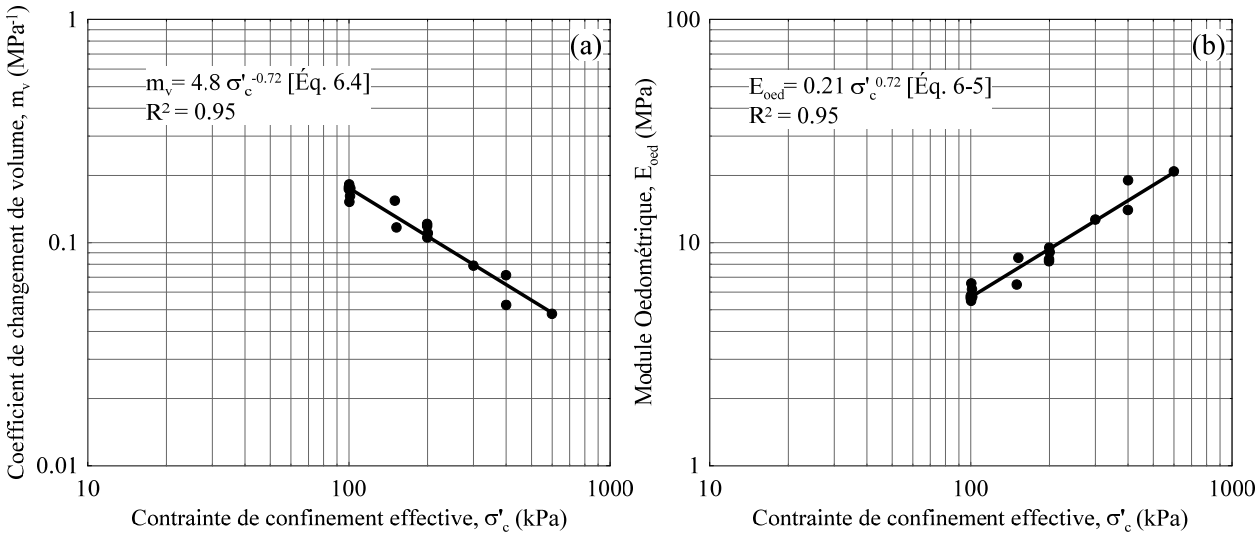


Figure 6-4: (a) Coefficient de changement de volume (m_v) et (b) module œdométrique (E_{oed}) en fonction de la contrainte de confinement des valeurs obtenues pour la phase de consolidation durant les essais de compression triaxiale CU sur les résidus miniers.

$$m_v = 4{,}8\ \sigma_c'^{-0{,}72} \tag{6-4}$$

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} = 0{,}21\ \sigma_c'^{-0{,}72} \tag{6-5}$$

Les coefficients de changement de volume (m_v) obtenus ici sont inférieurs aux valeurs obtenues par Essayad (2015) qui varient entre 0,06 et 92 MPa^{-1} (pour les essais sur les résidus saturés) Essayad (2015) a obtenu une valeur moyenne de m_v de 0,246 MPa^{-1} pour une teneur en eau initiale (w_0) entre 32,3% et 35,1%. Cependant, Essayad (2015) a obtenu une valeur moyenne de m_v de 0,17 MPa^{-1} pour un essai à une teneur en eau initiale de 29,7%. Donc, lorsque la teneur en eau initiale (ou l'indice des vides initial e_0) diminue, la valeur de m_v diminue aussi (ce qui est conforme à la tendance anticipée). Cette valeur de m_v de 0,17 MPa^{-1} obtenue par Essayad (2015) est relativement proche des valeurs de m_v obtenues ici pour une contrainte σ'_c d'environ 100 kPa (voir figure 6-4a).

La teneur en eau initiale correspondant à la valeur de m_v de 0,17 MPa^{-1}(Essayad, 2015) est relativement proche de la teneur en eau des essais de consolidation en cellule triaxiale effectués ici. Effectivement, l'indice des vides (e) est de 0,68 pour une contrainte σ'_v de 25 kPa pour Essayad (2015), comparativement à un indice des vides d'environ 0,60 à 0,65 pour une contrainte σ'_c de 25 kPa pour les essais de consolidation en cellule triaxiale effectués à Polytechnique Montréal.

La valeur du coefficient de changement de volume m_v obtenue ici est aussi inférieure aux valeurs rapportées par L-Bolduc (2012), qui sont entre 0,43 et 11 MPa^{-1}. Les résidus sont donc plus rigides que ceux testés par L-Bolduc (2012) et aussi généralement plus rigides que ceux de Essayad (2015) en raison d'un indice des vides plus bas. Ces différences peuvent aussi être attribués à d'autres facteurs comme la granulométrie et la méthode de préparation des éprouvettes.

6.1.5 Conductivité hydraulique saturée (k_{sat})

La conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) a été estimée à partir de l'équation (2-6) selon les valeurs du coefficient de consolidation c_v (cm^2/s), obtenues avec les méthodes de Casagrande et Taylor, le coefficient de changement de volume m_v (MPa^{-1}) et le poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9{,}81\ kN/m^3$).

Les valeurs de conductivité hydraulique (k_{sat}) calculées sont présentées sur le tableau 6-1. Elles se situent entre $8x10^{-6}$ cm/s et $3x10^{-5}$ cm/s; elles sont dans le même ordre de grandeur que ce qui est habituellement rapporté dans la littérature pour des résidus de mines de roches dures (Aubertin et al., 1996; Qiu et Sego, 2001; Bussière, 2007; L-Bolduc, 2012; Essayad, 2015). Cependant, la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) déduite de nos essais n'augmente pas (ou presque pas) avec l'indice des vides (e), contrairement à ce qui est habituellement observé (Aubertin et al., 1996; Qiu et Sego, 2001; Bussière, 2007; L-Bolduc, 2012; Essayad, 2015). La faible variation de l'indice des vides entre les différents paliers de consolidation pourrait expliquer l'absence d'une tendance claire.

6.2 Discussion générale

Les essais de laboratoire ont permis de faire varier plusieurs paramètres afin d'obtenir des informations sur les caractéristiques et le comportement des résidus sous diverses conditions. Cependant, l'application de ces résultats à des cas réels dépend de la capacité à reproduire adéquatement les conditions et chargements sur le terrain. Les mesures combinées en laboratoire et in situ de la vitesse d'onde de cisaillement (V_s) pourraient permettre de mieux caractériser les résidus et le comportement attendu. Cette section discute d'une méthodologie générale pour la caractérisation des résidus in situ.

6.2.1 Caractérisation des résidus in situ

Certaines caractéristiques des résidus peuvent être estimées à partir des valeurs de V_s mesurées sur le terrain (et en laboratoire), comme on l'a vu au Chapitre 5. L'équation (5-5b) obtenue des résultats d'essais de laboratoire présentés sur la figure 5-7 permet de relier les mesures de V_s à la contrainte

moyenne effective $\sigma'_m = \frac{2\sigma'_3+\sigma'_1}{3}$ (équation (5-2)). La réciproque de l'équation (5-5b) permettrait de relier la σ'_m in situ avec les vitesses d'onde de cisaillement V_s mesurées en place selon l'équation empirique suivante:

$$\sigma'_m = 1{,}15x10^{-5} \times V_s^{3,20} \tag{6-6}$$

où σ'_m est exprimée en kPa et V_s est en m/s.

À partir de cette contrainte moyenne effective σ'_m obtenue avec les V_s, la contrainte verticale effective ($\sigma'_v = \sigma'_1$) peut être obtenue à partir de l'équation (5-2) et du coefficient des terres au repos, K_0=0,38 (voir section 4.7.3).

Les pressions interstitielles dans le parc à résidus dépendent des conditions de drainage, de la déposition des résidus et du temps. La pression de l'eau n'est pas toujours hydrostatique (par endroit) dans les résidus (basés sur l'observation des SCPT de Conetec, 2017). Les pressions interstitielles dans les résidus pourraient être estimées avec des mesures de V_s par la différence entre la contrainte verticale totale σ_v (estimée avec le poids volumique des résidus) et la contrainte verticale effective σ'_v (calculée avec les V_s).

Les valeurs de u seraient supérieures aux valeurs hydrostatiques aux endroits où les résidus ne sont pas encore consolidés sous l'effet de la contrainte verticale totale (σ_v) (OCR<1). Les pressions interstitielles (u) deviennent hydrostatiques uniquement lorsque les résidus sont complètement consolidés.

Une supposition de conditions hydrostatiques pourrait être utilisée pour déterminer le rapport de surconsolidation (OCR). Il y a des zones dans les résidus qui sont déjà surconsolidées à proximité des digues (Conetec, 2017) comme montré dans la section 5.7.1.

Les vitesses d'onde de cisaillement peuvent être normalisées (V_{s1}) selon l'équation (5-9). L'équation (5-10a) obtenue dans la section 5.6.2.3 permet d'estimer l'indice des vides (e) en fonction des valeurs de V_{s1}, selon la réciproque de l'équation (5-10a), ce qui mène à l'équation (6-7):

$$e = 30{,}3 \times V_{s1}^{-0{,}80} \tag{6-7}$$

où V_{s1} est en m/s.

L'équation (5-10a) est jugée plus représentative des conditions sur le terrain (comparativement à l'équation (5-10b)) puisqu'elle a été obtenue pour des éprouvettes plus lâches, avec trois (des quatre) éprouvettes consolidées de façon anisotrope (condition K_0); l'équation (5-10a) est donc utilisée ici.

L'Annexe K présente des valeurs de contraintes moyennes effectives (σ'_m), contraintes verticales effectives (σ'_v) et indices des vides (e) pour diverses valeurs de V_s selon les équations (6-6) et (6-7) (ou celles présentés dans le Chapitre 5). Par exemple, des contraintes moyenne (σ'_m) et verticale (σ'_v) effectives de 100,0 kPa et de 170,5 kPa, respectivement, sont associées à une vitesse d'onde de cisaillement (V_s) de 148,0 m/s et à un indice des vides est de 0,629.

Avec l'indice des vides et la contrainte moyenne effective (p'), l'état (contractant ou dilatant) des résidus peut être estimé à partir de la figure 4-8. Il serait alors possible d'identifier les régions avec des résidus au comportement contractant ou dilatant dans le parc selon les mesures de V_s.

Les résultats de laboratoire et les propriétés obtenus dans ce projet peuvent différer des valeurs de terrain. Comme mentionné dans les Chapitres 4 et 5, les indices des vides des résidus dans les éprouvettes testées en cellule triaxiale peuvent être plus faibles que les valeurs sur le terrain. La majorité des relations obtenues ici sont strictement applicables à la gamme d'indices des vides testée; leur validité pour les conditions de terrain devrait être confirmée par des mesures additionnelles.

6.2.2 Facteur de sécurité contre la liquéfaction statique pour le rehaussement en amont

Le rehaussement des digues par la méthode amont provoque un chargement supplémentaire ($q_{rehaussement}$) sur les résidus, comme schématisé sur la figure 6-5. Cette figure présente aussi les conditions de chargement simulées en laboratoire par un essai de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU). La faible conductivité hydraulique des résidus miniers ralentit la dissipation des pressions interstitielles (i.e. proche d'une condition CU) et le rehaussement des digues, qui augmente ces pressions, pourrait engendrer la liquéfaction. Les relations entre la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) et les résultats des essais de compression triaxiale (voir section 6.1) pourraient être utilisées pour estimer le facteur de sécurité (FS) contre la liquéfaction statique et caractériser l'état des résidus dans le parc comme montré par un exemple (en bleu) sur la figure 6-6.

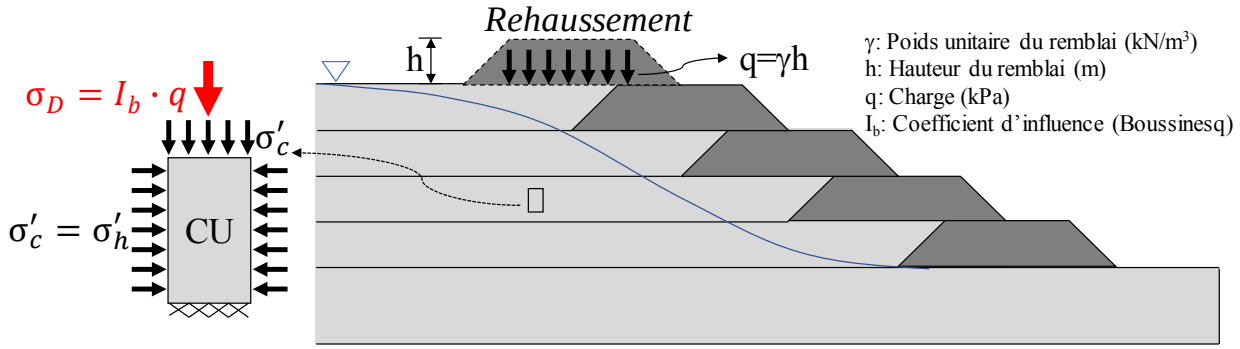


Figure 6-5: Illustration schématique des conditions simulées par un essai de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) en relation avec l'état des contraintes dû à un rehaussement de la digue par la méthode de construction amont.

La contrainte effective moyenne (σ'_m) pourrait être estimée à partir de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) mesurée sur le terrain (figure 6-6a). Cette contrainte moyenne effective permettrait de définir les contraintes principales majeure (σ_1') et mineure (σ_3') avec le coefficient K_0=0,38 (voir équation (5-2)) et le point sur la ligne K_0 (figure 6-6b), pour des conditions sont en déformation plane. La différence entre les droites K_f et K_0 représente le chargement additionnel

maximal (q_{max}) pouvant être appliqué par le rehaussement d'une digue sur des résidus, comme schématisé sur la figure 6-6b.

Un facteur de sécurité contre la liquéfaction statique pourrait être estimé avec l'équation (6-8):

$$FS = \frac{q_{max}}{q_{rehaussement}} \tag{6-8}$$

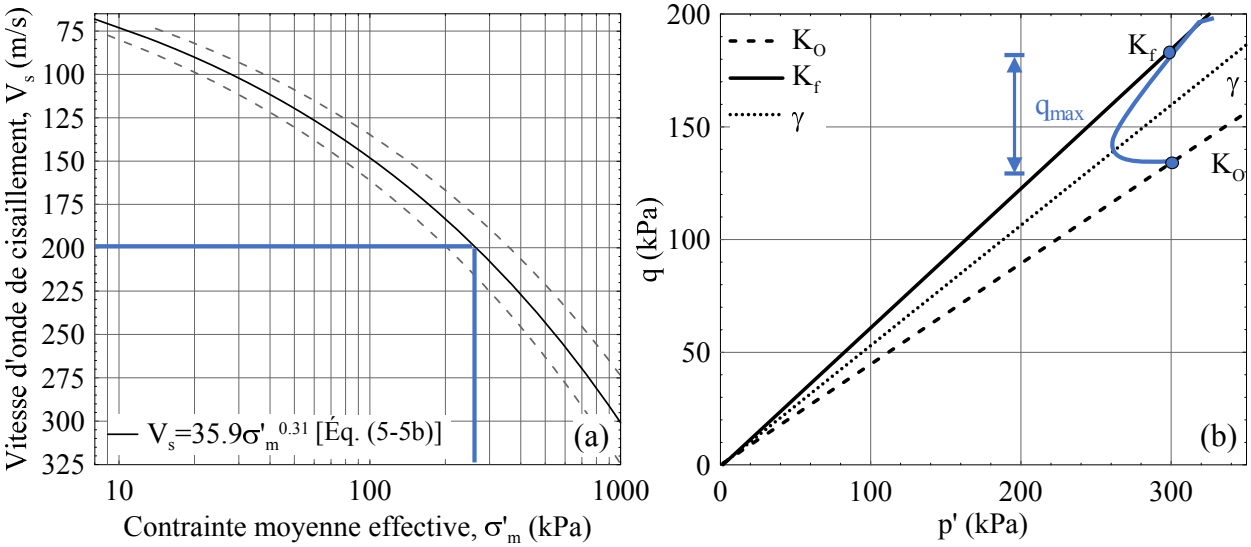


Figure 6-6: (a) Variation de la vitesse des ondes de cisaillement V_s en fonction de la contrainte moyenne effective obtenue d'essais triaxiaux et œdométriques et (b) cheminement des contraintes dans le plan q-p' pour des résidus denses in situ avec la contrainte p' constante.

Un facteur de 1,0 ou moins indique un risque pour la liquéfaction statique et que la hauteur de rehaussement initialement anticipée devrait être réduite.

Cette méthode suppose que le cheminement des contraintes causé par le rehaussement est similaire à celui des essais triaxiaux CU puisque le coefficient K_0 est supposé identique dans les deux axes horizontaux.

6.2.3 Perte de confinement

Les essais triaxiaux avec baisse de la contrainte de confinement ont permis de simuler en laboratoire l'effet d'une rupture sur le comportement des résidus à proximité de la digue.

La figure 6-7 montre les conditions de laboratoire utilisées pour simuler une baisse du confinement en conditions consolidées non drainées (CU). L'éprouvette est initialement soumise à une contrainte de confinement isotrope ou anisotrope (K_0) pour représenter l'effet de la profondeur. Le retrait complet ou partiel de la contrainte de confinement (σ_c) permet de simuler la perte de confinement engendrée par une rupture. Deux conditions ont été testées en laboratoire: le premier représente le cas de résidus à quelques mètres de la brèche (et soumis au poids de résidus sus-jacents) (cas A sur la figure) et le deuxième porte sur des résidus très proches de la brèche (et sans résidus sus-jacents) (cas B sur la figure) (voir section 4.8 pour plus de détails).

Les essais de laboratoire menés ici ont démontré que les résidus de la mine Canadian Malartic sont susceptibles à une liquéfaction statique (*flow liquefaction*) dans le cas d'une rupture, même si des résidus sont consolidés.

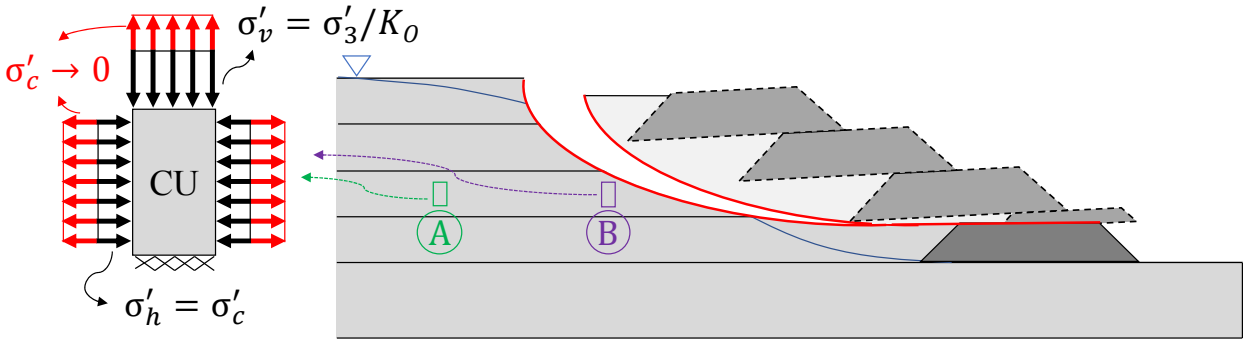


Figure 6-7: Illustration schématique des conditions associées à une perte de confinement in situ aux endroits (A) ou (B), avec ou sans le poids des résidus sus-jacents, en lien avec les essais de compression triaxiale avec réduction du confinement en conditions consolidées non drainées (CU).

Construire des digues sur des résidus saturés pourrait engendrer des conditions propices à une rupture (surtout s'ils sont lâches) et à une perte de confinement avec liquéfaction suite à une perte de confinement (comme ce fut possiblement le cas pour les mines de Merriespruit et Fundão). Il

faut donc bien évaluer les risques de rupture et avoir un facteur de sécurité suffisamment élevé pour éviter une défaillance.

Les essais effectués ici ont montré que même les résidus consolidés (et relativement denses) peuvent être susceptibles à la liquéfaction statique lorsqu'ils subissent une perte de confinement.

6.3 Autres aspects

6.3.1 Liquéfaction dynamique

La caractérisation des résidus à l'aide de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) pourrait aussi aider à évaluer le potentiel de liquéfaction dynamique. La méthode simplifiée (décrite dans Youd et al., 2001) permet d'obtenir le facteur de sécurité (FS) et le rapport de contraintes cycliques (CSR) à l'aide des équations suivantes:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \tag{6-9}$$

$$CSR = 0{,}65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right)r_d \tag{6-10}$$

où CSR est le rapport de contraintes cycliques; a_{max} est l'accélération maximale en surface (m/s^2); g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2); σ_{vo} et σ_{vo}' sont les contraintes verticale totale et effective initiales (kPa) respectivement; r_d le coefficient de réduction des contraintes en profondeur.

Le rapport de la résistance cyclique (CRR) peut être estimé en fonction des valeurs de V_{s1} (Youd et al., 2001). Cette méthode a été développée pour les sables. Cependant, les travaux de Archambault-Alwin (2017) sur la liquéfaction dynamique des résidus miniers de la mine Canadian Malartic ont permis de relier la valeur de CRR aux nombres de cycles à la liquéfaction (N_{liq}) à

partir des essais de cisaillement cycliques effectués avec l'appareil triaxial-simple shear (TxSS). Ces essais pourraient servir à corréler le nombre de cycles à la liquéfaction (N_{liq}) avec les vitesses des ondes de cisaillement et obtenir une relation du CRR en fonction des V_{s1} pour des matériaux de la taille des silts (Harehdasht et al., 2017; Karray et al., 2017).

6.3.2 Principales sources d'erreur

Un certain jugement doit être porté sur la précision et la représentativité des valeurs obtenues de certains paramètres durant les essais. Le mémoire présente un grand nombre de mesures expérimentales et plusieurs sources d'erreur et d'imprécision peuvent affecter les résultats. La valeur de l'indice des vides des éprouvettes soumis aux essais de compression triaxiale CU en fait notamment partie (voir par exemple la figure 4-8).

Il a été démontré que l'indice des vides pouvait varier quelque peu avec la contrainte. Les essais de compression triaxiale peuvent induire des contraintes et des déformations non uniformes, notamment en raison de l'effet des plateaux de chargement. Les zones inférieures et supérieures des spécimens sont particulièrement affectées pour des déformations supérieures à 5 à 10% en conditions consolidées non drainées. Ces éprouvettes prennent une forme de barillet et l'aire sectionnelle (A) varie entre le centre et les extrémités (Lade, 2016). La zone d'intérêt dans une éprouvette (essai triaxial) est la zone centrale, où les conditions sont les plus uniformes. Cependant, les déformations globales et l'indice des vides moyen des éprouvettes peuvent ne pas être très représentatifs des conditions dans cette zone. Par conséquent, les relations exprimées en fonction des déformations axiales (figure 4-5) ou avec l'indice des vides (figure 4-8) ont une précision relative limitée.

Les différences entre les indices des vides pour les essais de compression triaxiale menés à l'Université de Sherbrooke et à Polytechnique Montréal pourraient aussi être expliquées par les dimensions différentes des éprouvettes dans les deux universités. Omar et Sadrekarimi (2015) ont montré que la dimension des éprouvettes pouvait avoir un effet sur la consolidation isotrope et les résultats des essais de compression triaxiale. Les plus grandes éprouvettes étaient moins compressibles (en condition isotrope) et avaient un angle de frottement interne effectif à l'état stationnaire (ϕ_{cv}) plus faible que les petites éprouvettes (Omar et Sadrekarimi, 2015).

La granulométrie peut aussi influencer l'indice des vides sur le terrain. Elle varie à travers le parc, mais ne montre pas de corrélation claire avec l'emplacement (Doucet et al., 2015).

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La majorité des dommages engendrés par la rupture des parcs à résidus est causée par l'écoulement des résidus qui subissent une liquéfaction. La rupture d'une digue peut mener les résidus vers la liquéfaction statique à cause du manque de confinement (par exemple cas de la mine Merriespruit). La liquéfaction statique peut aussi être amorcée sous d'autres conditions et provoquer la rupture de la digue (comme le cas de la mine Samarco). Peu d'études en laboratoire ont été effectuées sur ce type de liquéfaction dans les résidus.

L'objectif principal de ce projet de maîtrise consistait à développer une méthode pour évaluer le potentiel de liquéfaction statique des résidus miniers. Les essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées (CU) ont permis d'évaluer le comportement des résidus lors du chargement d'une digue construite par la méthode amont et lors d'une perte de confinement. Les mesures des vitesses d'onde de cisaillement (V_s) ont permis d'associer des valeurs de V_s à des contraintes et des indices des vides.

Ce chapitre rassemble les principaux résultats issus de cette étude sur les résidus de la mine Canadian Malartic ainsi que quelques recommandations.

7.1 Conclusion

Les principales conclusions issues des essais de compression triaxiale peuvent être énoncées comme suit:

- Les essais de compression triaxiale avec consolidation isotrope et chargement déviatorique non drainé sur des résidus ont mené à un comportement avec liquéfaction limitée (*limited liquefaction*). Le comportement était initialement contractant jusqu'à la transformation de phase (TP) pour devenir dilatant par la suite.
- Ces essais ont permis de définir l'état stationnaire (q/p'=0,61), la transformation de phase (q/p'=0,53), l'angle de frottement interne à la rupture (ϕ'=38,1°) et la cohésion effective (c'=0). Le coefficient des terres au repos (K_0) correspondant est de l'ordre de 0,38.

- D'autres essais de compression triaxiale en conditions consolidées non drainées avec une pression interstitielle ajoutée (par une augmentation de la contrainte de confinement σ_c) ont montré un comportement similaire aux essais de compression non drainés conventionnels.
- Des résidus consolidés en conditions anisotropes soumis à une perte de confinement en condition non drainée en cellule triaxiale ont été menés pour simuler la perte de confinement induite dans des résidus à la suite d'une rupture de digue. Les résultats ont engendré une liquéfaction rapide, même pour des résidus denses. Les cheminements des contraintes montrent que les éprouvettes ont atteint l'état stationnaire, avec une perte de résistance significative. Ce comportement est associé à une liquéfaction statique (*flow liquefaction*).

Ces deux types d'essais triaxiaux (compression triaxiale non drainée et compression avec perte de confinement non drainée) peuvent être comparés aux conditions en place pour des résidus sous les digues construites par la méthode de construction amont ou pour des résidus en amont d'une rupture de digue.

Les principales conclusions issues des essais triaxiaux et œdométriques équipés d'anneaux piézo-électriques (P-RAT) sont énumérées ci-dessous:

- La technique de l'anneau piézo-électrique (P-RAT) donne des signaux de qualité faciles à interpréter. La technique permet d'obtenir les vitesses d'onde de cisaillement (V_s) pour des essais de consolidation de résidus miniers en cellule triaxiale et œdométrique.
- Les valeurs de V_s ont été mesurées pour des essais de consolidation isotrope (K=1) et anisotrope (K_0=0,38) en cellule triaxiale.
- Les vitesses d'onde de cisaillement (V_s) tendent à augmenter avec la contrainte moyenne effective (σ'_m); les V_s varient entre 72 m/s et 318 m/s pour des contraintes σ'_m entre 9 et 920 kPa, respectivement.
- Les valeurs de V_s varient surtout avec l'indice des vides (e). Les vitesses d'onde de cisaillement normalisées avec une contrainte verticale effective (σ_v') de 100 kPa (V_{s1}) augmentent avec une baisse de l'indice des vides; les valeurs de V_{s1} varient entre 105 m/s et 160 m/s pour des indices des vides entre 0,72 et 0,52, respectivement.

- Les vitesses d'onde de cisaillement normalisée (V_{s1}) varient aussi avec le rapport de surconsolidation (OCR) et ont été ajustées pour un OCR de 1.
- Les valeurs des vitesses d'onde de cisaillement (V_s) mesurées en laboratoire sont cohérentes avec celles mesurées sur le terrain.

En utilisant les mesures des vitesses des ondes de cisaillement (V_s) en laboratoire effectuées lors d'essais de compression triaxiale avec consolidation isotrope et compression anisotrope (triaxial et œdomètre), des relations empiriques entre la contrainte, l'indice des vides, le rapport de surconsolidation (OCR) et les vitesses des ondes de cisaillement ont été développées.

Ces relations pourraient permettre de caractériser les résidus sur le terrain avec les V_s pendant le cycle de vie minier; ce qui est difficile à faire avec les essais de terrain conventionnels (par exemple SPT ou CPT). Les mesures de V_s en laboratoire sont comparables avec les mesures de V_s sur le terrain; ce qui valide l'approche effectuée en laboratoire (préparation de l'échantillon et technique de mesure des V_s). Les relations présentées ici sont considérées valables pour la gamme d'indice des vides et les autres conditions propres à ces essais.

7.2 Recommandations

Ces travaux ont mené à plusieurs observations et ont soulevé quelques questions. Voici quelques recommandations pour la suite de ces travaux, afin d'améliorer la qualité et la représentativité des mesures et pour confirmer certains résultats obtenus:

- Préparer des éprouvettes plus lâches et plus représentatives des résidus in situ.
- Effectuer une évaluation plus approfondie des valeurs de V_s in situ (pour divers degrés de saturation, à proximité des digues et des inclusions, etc.); comparer les mesures in situ avec les relations obtenues dans ce projet.
- Évaluer l'effet de la contrainte principale intermédiaire (σ'_2) par rapport à la contrainte principale mineure (σ'_3) à proximité des digues.

Des éprouvettes lâches (avec des indices des vides plus élevés) permettraient possiblement de reproduire la liquéfaction instantanée lors d'essais de compression triaxiale CU et d'évaluer les effets de la contrainte de confinement, le cisaillement initial et les pressions interstitielles initiales.

La modification de certains équipements de laboratoire permettrait d'améliorer la précision des mesures et le déroulement des essais. Les modifications proposées sont les suivantes:

- Équiper la cellule de Polytechnique Montréal avec deux capteurs de pression indépendants; un pour la cellule et un autre pour l'éprouvette.
- Utiliser des équipements à l'Université de Sherbrooke similaires à ceux de Polytechnique Montréal pour avoir un système de désaération plus efficace et des éprouvettes de dimensions similaires.
- Équiper la cellule triaxiale à Polytechnique Montréal pour appliquer la technique P-RAT pour effectuer des essais de compression triaxiale CU avec mesures de la vitesse V_s pendant la consolidation et le cisaillement.

RÉFÉRENCES

Akbari Paydar, N., & Ahmadi, M. M. (2016). Effect of Fines Type and Content of Sand on Correlation Between Shear Wave Velocity and Liquefaction Resistance. Geotechnical and Geological Engineering, 34(6), 1857-1876. doi:10.1007/s10706-016-9995-8

Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A., & Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. Journal of geotechnical engineering, 114(10), 1089-1109.

Amini, F., & Qi, G. Z. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(3), 208-217. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:3(208)

Anderson, D. G. (1974). Dynamic modulus of cohesive soils. (Ph.D., The University of Michigan (U.S.A.), Ann Arbor).

Andrus, R. D., & Stokoe II, K. H. (1997). Liquefaction resistance based on shear wave velocity (Rapport no 1088-3800).

Andrus, R. D., & Stokoe II, K. H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 126(11), 1015-1025. doi:Doi 10.1061/(Asce)1090-0241(2000)126:11(1015)

Archambault-Alwin, X. (2017). Évaluation du comportement dynamique de la résistance cyclique des résidus miniers. (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal (Canada)).

Archambault-Alwin, X., James, M., Karray, M., & Chekired, M. (2017). Analysis of cyclic testing of tailings using the triaxialsimple shear (TxSS) apparatus. Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

Arulnathan, R., Boulanger, R. W., & Riemer, M. F. (1998). Analysis of Bender Element Tests. Geotechnical Testing Journal, 21(2), 120. doi:10.1520/gtj10750j

ASTM, D. (2004). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression test for cohesive soils (D4767-04). ASTM International, West Conshohocken, Pa.

ASTM, D. (2007). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (D422-63). ASTM International, West Conshohocken, PA. doi:10.1520/D0422-63R07E02

ASTM, D. (2011a). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils (D7181-11). ASTM International, West Conshohocken, Pa.

ASTM, D. (2011b). Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading (D2435-11). ASTM International, West Conshohocken, Pa.

ASTM, D. (2012). Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (D1557-12). ASTM, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM, D. (2014a). Standard Test Method for Crosshole Seismic Testing (D4428-14). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi:10.1520/d4428_d4428m-14

ASTM, D. (2014b). Standard Test Method for Downhole Seismic Testing (D7400-14). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi:10.1520/d7400-14

ASTM, D. (2014c). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer (D854-14). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi:10.1520/d0854-14

ASTM, D. (2016a). Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table (D4253-16). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi:10.1520/D4253-16

ASTM, D. (2016b). Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density (D4254-16). ASTM International, West Conshohocken, Pa. doi:10.1520/D4254-16

Athanasopoulos, G. A., Pelekis, P. C., & Anagnostopoulos, G. A. (2000). Effect of soil stiffness in the attenuation of Rayleigh-wave motions from field measurements. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19(4), 277-288. doi:10.1016/S0267-7261(00)00009-9

Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002a). Environnement et gestion des rejets miniers. Ville Mont-Royal, Québec: Presses internationales Polytechnique.

Aubertin, M., Bussiere, B., & Chapuis, R. P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. Canadian geotechnical journal, 33(3), 470-482.

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jaouhar, E. M., Martin, V., Pépin, N., Mbonimpa, M., & Chapuis, R. P. (2011). Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la

conception des ouvrages de retenue de résidus miniers. Communication présentée à CR Symposium sur les Mines et l'Environnement, Rouyn-Noranda, CIM, CD Rom, Rouyn-Noranda.

Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Gamache-Rochette, A., Lahmira, B., Martin, V., Lefebvre, R., Bussière, B., Chapuis, R. P., & Chouteau, M. (2005). Évaluation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. Communication présentée à Proceedings of the Symposium sur l'Environnement et les Mines, Rouyn-Noranda, CD-Rom, CIM.

Aubertin, M., James, M., Maknoon, M., & Bussière, B. (2013). Recommandations pour améliorer le comportement hydrogéotechnique des haldes à stériles: GeoMontreal.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. Canadian Geotechnical Journal, 40(6), 1104-1122. doi:10.1139/t03-054

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussiere, B., Chapuis, R. P., James, M., & Riffon, O. (2002b). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle. Communication présentée à Défis & Perspectives : Symposium sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda.

Aubertin, M., Ricard, J. F., & Chapuis, R. P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. Canadian Geotechnical Journal, 35(1), 55-69.

Azam, S., & Li, Q. (2010). Tailings dam failures: A review of the last one hundred years. Geotechnical News, 28(4), 50-53.

Azam, S., Ward Wilson, G., Fredlund, D. G., & Van Zyl, D. (2009). Geotechnical characterization of mine waste rock. Communication présentée à 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE 2009, October 5, 2009 - October 9, 2009, Alexandria, Egypt (vol. 5, p. 3421-3425). doi:10.3233/978-1-60750-031-5-3421

Been, K., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., & Jefferies, M. (1986). The cone penetration test in sands: part I, state parameter interpretation. Géotechnique, 36(2), 239-249. doi:10.1680/geot.1986.36.2.239

Been, K., & Jefferies, M. (1985). A state parameter for sands. Géotechnique, 35(2), 99-112.

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

Benito, G., Rico, M., Sanchez-Moya, Y., Sopena, A., Thorndycraft, V. R., & Barriendos, M. (2010). The impact of late Holocene climatic variability and land use change on the flood hydrology of the Guadalentin River, southeast Spain. Global and Planetary Change, 70(1-4), 53-63. doi:10.1016/j.gloplacha.2009.11.007

Blight, G. E. (2003). Quantified comparisons of disposal of thickened and unthickened tailings. Communication présentée à Proceedings of the 10th International Conference on Tailings and Mine Waste (vol. 3, p. 63-71).

Blight, G. E. (2010). Geotechnical engineering for mine waste storage facilities (1ste éd.). London: CRC Press.

Blowes, D., Ptacek, C., Jambor, J., & Weisener, C. (2003). The geochemistry of acid mine drainage. Treatise on geochemistry, 9, 612.

Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design: Joseph E. Bowles (vol. 5th --). Montreal;New York;: McGraw-Hill.

Brignoli, E. G. M., Gotti, M., & Stokoe, K. H. (1996). Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers. Geotechnical Testing Journal, 19(4), 384. doi:10.1520/gtj10716j

Bui, M. T. Y. (2009). Influence of some particle characteristics on the small strain response of granular materials. (Ph.D., University of Southampton (United Kingdom)). Accessible par PQDT - UK & Ireland. (10046710)

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

Carraro, J. A. H., & Prezzi, M. (2008). A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. Geotechnical Testing Journal, 31(1), 11 pp. doi:10.1520/GTJ100207

Casagrande, A. (1936). Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the stability of Slopes and Earth Fills. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 23, 257-276.

Casagrande, A. (1938). Notes on Soil Mechanics:-First Semester (non-publié): Graduate School of Engineering, Harvard University.

Castro, G. (1969). Liquefaction of Sands. (Havard University, Cambridge, Massachusetts). (81)

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., & 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.

Chang, H. P. N., & Heymann, G. (2005). Shear wave velocity of gold tailings. Journal of the South African Institution of Civil Engineering, 47(2), 15-20.

Chu, J., Leroueil, S., & Leong, W. K. (2003). Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability. Canadian Geotechnical Journal, 40(5), 873-885. doi:10.1139/t03-039

Conetec. (2017). Presentation of Site Investigation Results. ConeTec Job No: 16-05038. Prepared for: Canadian Malartic Mine:

Contreras Romero, C. A. (2013). Comportement dynamique du sol pulvérulent « résidus miniers ». (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal (Canada)). Accessible par Dissertations & Theses @ Ecole Polytechnique de Montreal; ProQuest Dissertations & Theses A&I; ProQuest Dissertations & Theses Global.

Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2002). Maximum and Minimum Void Ratio Characteristics of Sands. Soils and Foundations, 42(6), 65-78. doi:10.3208/sandf.42.6_65

da Fonseca, P. G., & da Fonseca, I. G. (2016). Brazil's Greatest Environmental Catastrophe. Environmental Policy and Law, 46(5), 335.

Davies, M. P. (2002). Tailings impoundment failures are geotechnical engineers listening? Geotechnical News, 20(3), 31-36.

Davies, M. P., Martin, T., & Lighthall, P. (2000). Mine tailings dams: when things go wrong. Tailings Dams, 261-273.

Dobry, R., Abdoun, T., Stokoe, K. H., II, Moss, R. E. S., Hatton, M., & El Ganainy, H. (2015). Liquefaction potential of recent fills versus natural sands located in high-seismicity regions using shear-wave velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 141(3), 04014112 (04014113 pp.). doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001239

Dobry, R., & 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.

Doucet, K., Pepin, N., Kissiova, M., & Pednault, C. (2015). Thickened tailings characterization program for a tailings storage facility design update - case study. Communication présentée à Proceedings Tailings and Mine Waste 2015, Vancouver, BC (p. 13). doi:10.14288/1.0320848

Elbeggo, D., Ethier, Y., Karray, M., & Dubé, J.-S. (2017). The role of lateral stress coefficient (K0) on Shear wave velocity correlations for Canadian Clays Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

Eriksson, N., & Adamek, P. (2000). The tailings pond failure at the Aznalcóllar mine, Spain. Environmental Issues and Management of Waste in Energy and Mineral Production, Balkema, Rotterdam, 109-116.

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. (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal (Canada)).

Essayad, K., Aubertin, M., & James, M. (2016). A Laboratory Study of Tailings Consolidation Under Positive and Negative Pore Water Pressures. Communication présentée à Proceedings of GeoVancouver 2016, Vancouver, BC, October 2016.

Ethier, Y. A. (2009). La mesure en laboratoire de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement. (Ph.D., Université de Sherbrooke (Canada)).

Fam, M. A., Cascante, G., & Dusseault, M. B. (2002). Large and Small Strain Properties of Sands Subjected to Local Void Increase. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(12), 1018-1025. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:12(1018)

Ferdosi, B., James, M., & Aubertin, M. (2015). Effect of waste rock inclusions on the seismic stability of an upstream raised tailings impoundment: a numerical investigation. Canadian Geotechnical Journal, 52(12), 1930-1944. doi:10.1139/cgj-2014-0447

Fourie, A. B., Blight, G. E., & 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/t00-112

Fourie, A. B., Blight, G. E., & Papageorgiou, G. (2002). Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure: Reply. Canadian Geotechnical Journal, 39(6), 1441-1442. doi:10.1139/T02-079

Fourie, A. B., & Papageorgiou, G. (2001). Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings. Canadian Geotechnical Journal, 38(4), 695-706. doi:10.1139/t00-111

Fourie, A. B., & Tshabalala, L. (2005). Initiation of static liquefaction and the role of K0 consolidation. Canadian Geotechnical Journal, 42(3), 892-906. doi:10.1139/t05-026

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils: D.G. Fredlund, H. Rahardjo. New York;Toronto;: Wiley.

Gamal El-Dean, D. (2007). Development of a new piezoelectric pulse testing device and soil characterization using shear waves. (Ph.D., Université de Sherbrooke (Canada)).

Ghali, M., Karray, M., Chekirad, M., & Roubtsova, V. (2015). Laboratory investigation on the effect of grain size distribution of granular material on cone penetration test results. Communication présentée à GEOQuébec 2015, Québec.

Ghionna, V. N., & Porcino, D. (2006). Liquefaction resistance of undisturbed and reconstituted samples of a natural coarse sand from undrained cyclic triaxial tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(2), 194-202.

Grimalt, J. O., Ferrer, M., & Macpherson, E. (1999). The mine tailing accident in Aznalcollar. Science of the Total Environment, 242(1-3), 3-11.

Grimard, L.-P., & James, M. (2017). A study of the static liquefaction of tailings. Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

Grimard, L.-P., James, M., & Aubertin, M. (2017a). A laboratory investigation of the response of consolidated tailings to undrained compressive loading and reduced confinement (Submitted cgj-2017-0683). Canadian Geotechnical Journal.

Grimard, L.-P., James, M., Karray, M., & Mhenni, A. (2017b). Physical and mechanical characterisation of hydraulically deposited tailings using shear wave velocity. Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

Grimard, L.-P., Karray, M., James, M., & Aubertin, M. (2017c). Consolidation characteristics of hydraulically deposited tailings obtained from shear wave velocity (Vs) measurements in triaxial and oedometric cells with P-RAT (Submitted cgj-2017-0667). Canadian Geotechnical Journal.

Hardin, B. O., & Black, W. L. (1969). Closure on vibration modulus of normally consolidated clay. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.

Hardin, B. O., & Richart, J. F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. ASCE -- Proceedings -- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 89(SM1, Part 1), 33-65.

Harehdasht, S. A., Karray, M., Hussien, M. N., Chekired, M., & Chiaradonna, A. (2017). Laboratory-based assessment of liquefaction potential of sandy soils using TxSS and P-RAT data Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

Harp, E. L., Wells, W. G., & Sarmiento, J. G. (1990). Pore Pressure Response during Failure in Soils. Geological Society of America Bulletin, 102(4), 428-438. doi:10.1130/0016-7606(1990)102<0428:Pprdfi>2.3.Co;2

Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). Introduction à la géotechnique. [Montréal]: Editions de l'École Polytechnique de Montréal.

Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2011). An Introduction to Geotechnical Engineering: Pearson.

Hussien, M. N., & Karray, M. (2016). Shear wave velocity as a geotechnical parameter: an overview. Canadian Geotechnical Journal, 53(2), 252-272. doi:10.1139/cgj-2014-0524

Hyde, A. F., Higuchi, T., & 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)

ICOLD. (2001). Tailing dams—risk of dangerous occurrences. Paris:

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes. Geotechnique, 43(3), 351-415.

Ishihara, K. (1996). Soil behaviour in earthquake geotechnics: Kenji Ishihara (vol. 45). New York;Oxford;: Clarendon Press.

Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. Japanese Society of Soil Mechanics and Fondation Engineering, 15(1), 29-44.

Ishihara, K., Yasuda, S., & Yoshida, Y. (1990). Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. Soils and Foundations, 30(3), 69-80.

Jaky, I. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal Soc. of Hungarian Architects and Engineers, 355-358.

James, M. (2009). The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. (École Polytechnique de Montréal (Canada)). Accessible par Catalogue Polytechnique.

James, M. (2015). Liquefaction of tailings during a dam breach. Communication présentée à Tailings Dam Breach Analysis: Advancing the State of the Practice.

James, M., & Aubertin, M. (2010). On the dynamic response of tailings and the stability of tailings impoundments for hard rock mines. Geotechnical News, 28(3), 39-43.

James, M., & Aubertin, M. (2016). Comparison of Numerical and Analytical Liquefaction Analyses of Tailings. Geotechnical and Geological Engineering, 35(1), 277-291. doi:10.1007/s10706-016-0103-x

James, M., Aubertin, M., & Bussière, B. (2013). On the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. Communication présentée à Proceedings of the

18th International Conference Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France (p. 2-6).

James, M., Aubertin, M., Bussière, B., Pednault, C., Pépin, N., & Limojes, M. (2017). A research project on the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., & 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

Jaouhar, E. M. (2012). Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation de sols fins et de résidus miniers. (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal (Canada)). Accessible par Dissertations & Theses @ Ecole Polytechnique de Montreal; ProQuest Dissertations & Theses Global.

Jefferies, M., & Been, K. (2015). Soil liquefaction: a critical state approach: Crc Press.

Karray, M., Ben Romdhan, M., Hussien, M. N., & Éthier, Y. (2015). Measuring shear wave velocity of granular material using the piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT). Canadian Geotechnical Journal, 52(9), 1302-1317. doi:10.1139/cgj-2014-0306

Karray, M., Hussien, M. N., Betegard, J., Chekired, M., & Grenier, S. (2017). Use of shear wave velocity to assess liquefaction potential of silty till along the new Champlain Bridge Project Corridor in Montreal. Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y., & Bigras, A. (2010). Assessment of deep compaction of the Péribonka dam foundation using “modal analysis of surface waves” (MASW). Canadian Geotechnical Journal, 47(3), 312-326. doi:10.1139/t09-108

Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y., & Bigras, A. (2011). Influence of particle size on the correlation between shear wave velocity and cone tip resistance. Canadian Geotechnical Journal, 48(4), 599-615. doi:10.1139/t10-092

Kim, T. C., & Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal, 18(3), 371-389. doi:10.1139/t81-044

Kokusho, T., & Yoshida, Y. (1997). SPT N-value and S-wave velocity for gravelly soils with different grain size distribution. Soils and Foundations, 37(4), 105-113.

Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering: Steven L. Kramer. Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall.

Kramer, S. L., & Seed, H. B. (1988). Initiation of Soil Liquefaction Under Static Loading Conditions. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(4).

Kumar, J., & Raju, K. V. S. B. (2009). Miniature cone tip resistance of sand with fly ash using triaxial setup. Canadian Geotechnical Journal, 46(2), 231-240. doi:10.1139/t08-112

L-Bolduc, F. (2012). Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers. (École Polytechnique de Montréal (Canada)).

L.Bolduc, F., & Aubertin, M. (2014). Numerical investigation of the influence of waste rock inclusions on tailings consolidation. Canadian Geotechnical Journal, 51(9), 1021-1032. doi:10.1139/cgj-2013-0137

Ladd, C. C., & Foott, R. (1974). New Design Procedure for Stability of Soft Clays. American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(GT7), 763-786.

Lade, P. V. (1992). Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. Journal of Geotechnical Engineering-Asce, 118(1), 51-71. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1992)118:1(51)

Lade, P. V. (2016). Triaxial testing of soils: John Wiley & Sons.

Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (1997). Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. Canadian Geotechnical Journal, 34(6), 918-928. doi:10.1139/cgj-34-6-918

Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (2011). Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes. Canadian Geotechnical Journal, 48(2), 247-264. doi:10.1139/t10-063

Lambe, T. W. (1967). Stress path method. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.

Lapierre, J. (2014). Étude expérimentale du comportement en cisaillement de résidus miniers épaissis. (M.Sc.A., Université de Sherbrooke (Canada)).

Lapierre, J., Nuth, M., & Karray, M. (2013). Experimental study of the small strain and large strain elastic parameters of thickened tailings. Communication présentée à Proceedings of GeoMontreal 2013, Montreal, Qc, October 2013.

Lee, J.-S., & Santamarina, J. C. (2005). Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(9), 1063-1070. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2005)131:9(1063)

McCarthy, D. F. (2007). Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics ; David F. McCarthy (7th --e éd.). Upper Saddle River, N.J: Pearson.

McLeod, H. N. (2016). History of Tailings Dam Design, Innovation, and Practice Changes Required in the Wake of the Mount Polley Mine Tailings Breach Communication présentée à Proceedings of GeoVancouver 2016, Vancouver, BC, October 2016.

Menq, F.-Y. (2003). Dynamic properties of sandy and gravelly soils. (Ph.D., The University of Texas at Austin). Accessible par ProQuest Dissertations and Theses. (3116121)

Menq, F. Y., & Stokoe, K. H. (2003). Linear dynamic properties of sandy and gravelly soils from large-scale resonant tests. Leiden: A a Balkema Publishers.

Mhenni, A., Hussien, M. N., & Karray, M. (2015). Improvement of the Piezoelectric Ring Actuator technique (P-RAT) using 3D numerical simulations. Communication présentée à 68e Conférence Canadienne de Géotechnique et 7e Conférence Canadienne sur le Pergélisol 09/2015, Québec, Canada.

Mhenni, A., Hussien, M. N., Karray, M., & Ethier, Y. A. (2016). Versatility of the P-RAT for shear wave velocity measurement. Communication présentée à 69e Conférence Canadienne de Géotechnique, Vancouver, Canada.

Mitchell, K., & Soga, K. (2005). Fundamentals of soil behaviour: John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.

Moore, E. (2015). Eaux Troubles. CIM Magazine, 10(7).

Morgenstern, N., Vick, S. G., & Van Zyl, D. (2015). Report on Mount Polley tailings storage facility breach. Report of independent expert engineering investigation and review panel.

Prepared on behalf of the Government of British Columbia and the Williams Lake and Soda Creek Indian Bands.

Morgenstern, N., Vick, S. G., & Watts, B. (2016). Fundão Tailings Dam Review Panel Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.

Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M., & Salgado, R. (2008). Undrained monotonic response of clean and silty sands. Geotechnique, 58(6), 536-538. doi:10.1680/geot.2008.58.6.536

Okamura, M., & Soga, Y. (2006). Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand. Soils and Foundations, 46(5), 695-700.

Olalla, C., & Cuellar, V. (2001). Failure mechanism of the Aznalcollar Dam, Seville, Spain. Geotechnique, 51(5), 399-406. doi:10.1680/geot.51.5.399.39976

Olson, S. M., & Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. Canadian Geotechnical Journal, 39(3), 629-647.

Omar, T., & Sadrekarimi, A. (2015). Specimen size effects on behavior of loose sand in triaxial compression tests. Canadian Geotechnical Journal, 52(6), 732-746. doi:10.1139/cgj-2014-0234

Pedroni, L. (2011). Étude expérimentale et numérique de la sééimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides. (Ph.D., Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)). Accessible par Dissertations & Theses @ Ecole Polytechnique de Montreal; ProQuest Dissertations & Theses Global.

Peregoedova, A. (2012). Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire. (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal (Canada)).

Peregoedova, A., Aubertin, M., & Bussière, B. (2013). Laboratory measurement and prediction of the saturated hydraulic conductivity of mine waste rock: GeoMontreal.

Peregoedova, A., Aubertin, M., & Bussière, B. (2014). Evaluation of the water retention curve of mine waste rock using laboratory tests and predictive models. Geo Regina.

Polito, C. P., & 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)

Poncelet, N. (2012). Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal (Canada)).

Poulos, S. J., Castro, G., & France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. Journal of Geotechnical Engineering, 111(6), 772-792.

Prakash, S., & 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., & Sego, D. C. (2001). Laboratory properties of mine tailings. Canadian Geotechnical Journal, 38(1), 183-190. doi:10.1139/t00-082

Richart Jr, F., Hall Jr, J., & Woods, R. D. (1970). Vibration of soils and foundations, 1970: Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Riemer, M. F., & Seed, R. B. (1997). Factors affecting apparent position of steady-state line. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(3), 281-288. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:3(281)

Riveros, A. G., & Sadrekarimi, A. (2017). Static Liquefaction Analysis of the Fundão Dam Failure. Communication présentée à Proceedings of GeoOttawa 2017, Ottawa, ON, October 2017.

Robertson, P. K. (2010). Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(6), 842-853. doi:10.1061/(Asce)Gt.1943-5606.0000286

Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. Canadian Geotechnical Journal, 20(4), 718-733. doi:10.1139/t83-078

Robertson, P. K., Sasitharan, S., Cunning, J. C., & Sego, D. C. (1995). Shear-Wave Velocity to Evaluate In-Situ State of Ottawa Sand. Journal of Geotechnical Engineering, 121(3), 262-273. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1995)121:3(262)

Romdhan, M. B., Hussien, M. N., Karray, M., Chekirad, M., & Roubtsova, V. (2014). The use of piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT) in shear wave velocity measurement in granular media. doi:10.13140/2.1.5060.3526

Sadrekarimi, A. (2016). Static Liquefaction Analysis Considering Principal Stress Directions and Anisotropy. Geotechnical and Geological Engineering, 34(4), 1135-1154. doi:10.1007/s10706-016-0033-7

Saleh Mbemba, F. (2011). Évaluation de la dessiccation, du retrait et de la fissuration de matériaux silteux peu plastiques. (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal (Canada)). Accessible par Dissertations & Theses @ Ecole Polytechnique de Montreal; ProQuest Dissertations & Theses Global.

Saleh Mbemba, F. (2016). Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessication des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes. (Ph. D., École Polytechnique de Montréal (Canada)).

Santamarina, J. C., Klein, K. A., & Fam, M. A. (2001). Soils and waves: [particulate materials behavior, characterization and process monitoring] ; J.C. Santamarina in collaboration with K.A. Klein and M.A. Fam. Chichester;Toronto;: John Wiley & Sons.

Seed, H. B., & De Alba, P. (1986). Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. Communication présentée à Use of in situ tests in geotechnical engineering (p. 281-302).

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes (vol. 5): Earthquake Engineering Research Institute.

Seed, H. B., Idriss, I. M., & Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. Journal of Geotechnical Engineering, 109(3), 458-482.

Shirley, D. J., & Hampton, L. D. (1978). Shear□wave measurements in laboratory sediments. The Journal of the Acoustical Society of America, 63(2), 607-613. doi:10.1121/1.381760

Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (1985). Liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian geotechnical journal, 22(4), 564-578.

Stokoe II, K. H., & Woods, R. D. (1972). In Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method. American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(SM5), 443-460.

Stokoe, K. H., Nazarian, S., Rix, G. J., Sanchez-Salinero, I., Sheu, J.-C., & Mok, Y.-J. (1988). In situ seismic testing of hard-to-sample soils by surface wave method. Communication présentée à Earthquake engineering and soil dynamics II—Recent advances in ground-motion evaluation (p. 264-278).

Take, W. A., & Beddoe, R. A. (2014). Base liquefaction: A mechanism for shear-induced failure of loose granular slopes. Canadian Geotechnical Journal, 51(5), 496-507. doi:10.1139/cgj-2012-0457

Taylor, D. (1948). Fundamentals of soil mechanics: Chapman And Hall, Limited.; New York.

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)

Tokeshi, K., Harutoonian, P., Leo, C. J., & Liyanapathirana, S. (2013). Use of surface waves for geotechnical engineering applications in Western Sydney. Advances in Geosciences, 35, 37-44. doi:10.5194/adgeo-35-37-2013

Tokimatsu, K., & Uchida, A. (1990). Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity. Soils and Foundations, 30(2), 33-42.

Troncoso, J. H., & Garces, 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

Ulrich, B. P., & Hughes, J. M. O. (1994). SPT/CPT correlations for mine tailings. Communication présentée à Proceedings of the 1st International Conference on Tailings & Mine Waste'94, Jan 19 - 21 1994, Fort Collins, CO, United states (p. 215-215).

Vaid, Y. P., Chern, J. C., & Tumi, H. (1985). Confining pressure, grain angularity, and liquefaction. Journal of geotechnical engineering, 111(10), 1229-1235.

Vaid, Y. P., Chung, E. K. F., & Kuerbis, R. H. (1990). Stress path and steady state. Canadian geotechnical journal, 27(1), 1-7.

Vaid, Y. P., & Negussey, D. (1988). Preparation of reconstituted sand specimens. Dans Advanced triaxial testing of soil and rock: ASTM International.

Vaid, Y. P., & 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., Sivathayalan, S., & Stedman, D. (1999). Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand. Geotechnical Testing Journal, 22(3), 187-195.

Vick, S. G. (1990). Planning, design, and analysis of tailings dams. New York: BiTech.

Wagener, F. v. M., Craig, H. J., Blight, G. E., McPhail, G., Williams, A. A. B., & Strydom, J. H. (1998). The Merriespruit tailings dam failure. Communication présentée à Tailings and mine waste (vol. 98, p. 925-952).

Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2009). Influence of the Grain-Size Distribution Curve of Quartz Sand on the Small Strain Shear Modulus. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(10), 1404-1418. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000096

Wijewickreme, D., Sriskandakumar, S., & Byrne, P. (2005). 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

WISE. (2016). Chronology of Major Tailings Dam Failures. Tiré de http://www.wise-uranium.org/mdaf.html

Xia, H., & Hu, T. (1991). Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction. Journal of geotechnical engineering, 117(9), 1347-1362.

Yamamuro, J. A., & 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., & Wood, F. M. (2004). Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24(9-10), 751-760. doi:10.1016/j.soildyn.2004.06.004

Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., & Shibuya, S. (2009). Interpretation of international parallel test on the measurement of Gmax using bender elements. Soils and foundations, 49(4), 631-650.

Yang, J., & Gu, X. Q. (2013). Shear stiffness of granular material at small strains: does it depend on grain size? Géotechnique, 63(2), 165-179. doi:10.1680/geot.11.P.083

Yang, J., Savidis, S., & Roemer, M. (2004). Evaluating Liquefaction Strength of Partially Saturated Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(9), 975-979. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:9(975)

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., & 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)

ANNEXE A – PRÉPARATION DES MATÉRIAUX

Les résidus dans le baril sont densifiés à cause des vibrations causées par le transport en camion entre la mine Canadian Malartic et Polytechnique Montréal. Une couche d'eau est en surface. Les résidus miniers et l'eau sont transférés dans des chaudières. Un malaxeur en béton permet de séparer les agglomérations et homogénéiser le mélange. Lorsque le baril est vide, les résidus sont transvidés des chaudières vers le baril puis mélangés de nouveau. En maintenant un malaxage dans le baril, les résidus sont pompés dans des chaudières. L'opération est effectuée une deuxième fois afin pour avoir des propriétés homogènes d'une chaudière à l'autre.

Les résidus sont séchés à l'air libre au lieu du four. Certains agents utilisés pour extraire le minerai peuvent faire cimenter les résidus ainsi qu'altérer les particules lorsqu'ils sont séchés au four puis avoir un effet sur la position de l'état stationnaire (Riemer et Seed, 1997). Les résidus se consolident après quelques jours dans les chaudières et l'eau en excédent est enlevée pour accélérer le séchage. Les résidus sont transvidés dans des tares non réactives. Des ventilateurs sont utilisés pour faciliter le séchage. Les résidus humides sont mélangés pour les faire sécher uniformément. Les agglomérations sont démantelées avec des gants afin d'augmenter la surface de séchage.

L'étape de tamisage consiste à utiliser un tamis avec des ouvertures de 630 µm pour briser les agglomérations et enlever les corps étrangers comme des particules de chaudières dues au malaxage des résidus. Les grains retenus sur le tamis sont transférés dans le mélange afin d'avoir une bonne représentation granulométrique des résidus.

L'étape de rinçage demande de rincer les résidus avec de l'eau distillée afin d'en retirer les produits chimiques potentiels. Ces derniers pourraient avoir une influence sur les résultats. L'eau est acheminée vers un bassin de traitement dans la mine où les produits chimiques sont traités et retirés. D'ailleurs, l'eau est en constante circulation, ce qui permet de retirer la majorité des produits chimiques. Lorsque l'eau distillée est ajoutée aux résidus, les possibles agglomérations dans le fond de la chaudière sont défaites et la solution est brassée. De cette manière, les produits chimiques peuvent facilement entrer en solution. Les résidus décantent dans le fond de la chaudière après environ 24h. Le surnageant contenant l'eau et les produits chimiques est enlevé. L'opération est répétée 2 à 3 fois successivement en conservant toujours la masse de solide calculée initialement. Les étapes de séchage et de tamisage sont répétées pour avoir des résidus prêts à être utilisés.

ANNEXE B – GRANULOMÉTRIE DES MATÉRIAUX

Le tamisage consiste à obtenir la portion grossière (> 75 μm) de la courbe granulométrique des résidus (ASTM D422-63). Pour effectuer le test, il suffit d'utiliser environ 400 grammes de résidus secs et d'effectuer un lavage dans le tamis de 75 μm afin de retirer le plus de particules fines possible. Les particules retenues sont séchées puis pesées. Celles-ci sont déposées dans le tamiseur vibrant ayant des ouvertures de 1,25 mm, 630 μm, 315 μm, 160 μm et 75 μm. La masse retenue cumulée est mesurée et le pourcentage passant est calculé. La masse finale doit correspondre ou être très proche de la masse initiale avant l'essai. La courbe granulométrique des résidus est ainsi obtenue pour la fraction grossière (> 75 μm).

La sédimentométrie consiste principalement à obtenir la portion fine (< 75 μm) de la courbe granulométrique des résidus (ASTM D422-63). L'essai de sédimentométrie diffère légèrement de l'essai de granulométrie par tamisage puisqu'il détermine le diamètre des grains par hydrostatique. Contrairement à la loi de Stokes, les particules de résidus miniers ne sont pas parfaitement sphériques, mais plutôt angulaires ce qui peut expliquer la différence entre certains essais. Les courbes granulométriques peuvent différer d'une à l'autre d'où l'importance d'effectuer plusieurs tests.

Pour effectuer la sédimentométrie (ASTM D422-63), il suffit de mélanger approximativement 65 g de résidus dans une solution de 125 mL d'hexamétamosphate seize heures avant l'essai. Les résidus en boue sont ensuite déposés dans un cylindre gradué de 1000 mL d'eau distillée et mélangés vigoureusement pendant deux minutes. Un deuxième cylindre gradué est utilisé comme jalon. Des mesures de températures et de densités sont prises sur les cylindres à différents intervalles de temps pour déterminer le pourcentage de sol demeurant en suspension dans la solution. La loi de Stokes permet de trouver le diamètre des particules. Pour faire ce test, il est important de placer le cylindre gradué à un endroit dépourvu de vibrations.

Après l'essai de sédimentométrie, la solution est transvidée dans un tamis ayant des ouvertures de 75 μm. Les résidus sont lavés dans le tamis puis la fraction retenue est séchée au four pour effectuer une granulométrie par tamisage. Cette courbe granulométrique par tamisage obtenue à l'aide de l'échantillon récupéré par la sédimentométrie doit correspondre assez bien avec la courbe granulométrique de la partie grossière effectuée avec un plus grand échantillon (400 g). La portion

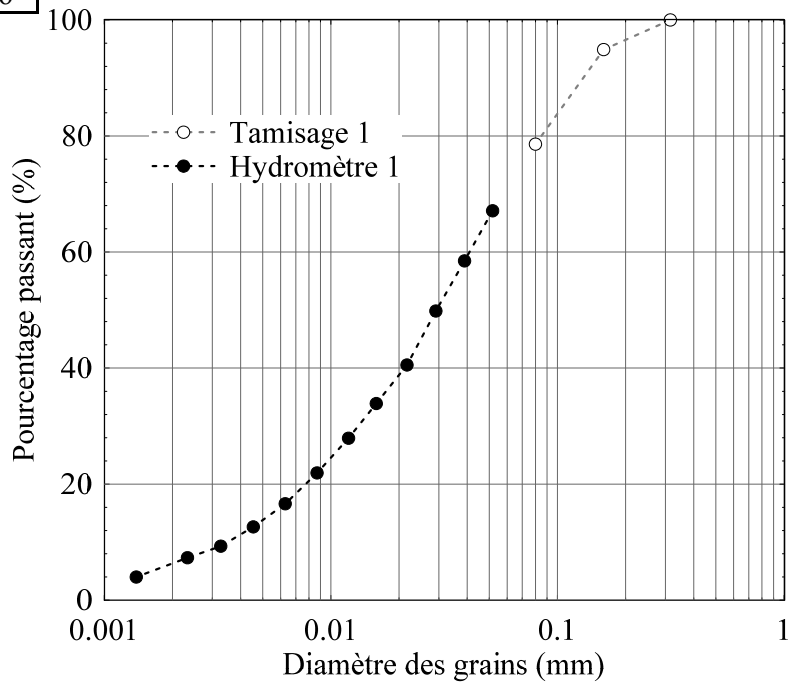
grossière (> 75 μm) de la courbe granulométrique obtenue par tamisage devrait concorder avec la portion fine (< 75 μm) obtenue par sédimentométrie. Quelques ajustements peuvent être apportés entre les courbes de l'échantillon de 400g et de l'échantillon récupéré à la suite de la sédimentométrie pour avoir une bonne liaison avec la courbe granulométrique fine.

Granulométrie 1

Identification:	**Mélange 1**
Provenance:	CM
Date:	07/10/2016

Tamisage		
Tamis (mm)	**Masse retenue (g)**	**% passant partiel**
0,630	0,0	100,00
0,315	0,0	100,00
0,160	3,7	94,89
0,080	15,5	78,59
Passant	17,0	76,52

Tamisage	
M_{S+T} (g)	252,2
M_T (g)	179,8
M_S (g)	72,4



Hydromètre											
t (min)	**T (°C)**	**R**	**ΔR**	**R-ΔR**	**R'**	**L (cm)**	**√(L/T)**	**K**	**D (min)**	**% passant partiel**	**% passant total**
0,5	23,40	57,0	7,0	50,0	50,50	8,00	4,00	0,01294	0,0517	67,11	100,00
1	23,65	50,5	7,0	43,5	44,00	9,10	3,02	0,01290	0,0389	58,47	87,13
2	23,65	44,0	7,0	37,0	37,50	10,15	2,25	0,01290	0,0291	49,84	74,26
4	23,65	37,0	7,0	30,0	30,50	11,30	1,68	0,01290	0,0217	40,53	60,40
8	23,65	32,0	7,0	25,0	25,50	12,10	1,23	0,01290	0,0159	33,89	50,50
15	23,60	27,5	7,0	20,5	21,00	12,90	0,93	0,01291	0,0120	27,91	41,58
30	23,60	22,5	6,5	16,0	16,50	13,60	0,67	0,01291	0,0087	21,93	32,67
60	23,60	18,0	6,0	12,0	12,50	14,25	0,49	0,01291	0,0063	16,61	24,75
120	23,20	15,5	6,5	9,0	9,50	14,75	0,35	0,01297	0,0045	12,62	18,81
240	23,15	13,0	6,5	6,5	7,00	15,20	0,25	0,01297	0,0033	9,30	13,86
480	23,00	11,5	6,5	5,0	5,50	15,40	0,18	0,01300	0,0023	7,31	10,89
1440	21,60	10,0	7,5	2,5	3,00	15,80	0,10	0,01321	0,0014	3,99	5,94

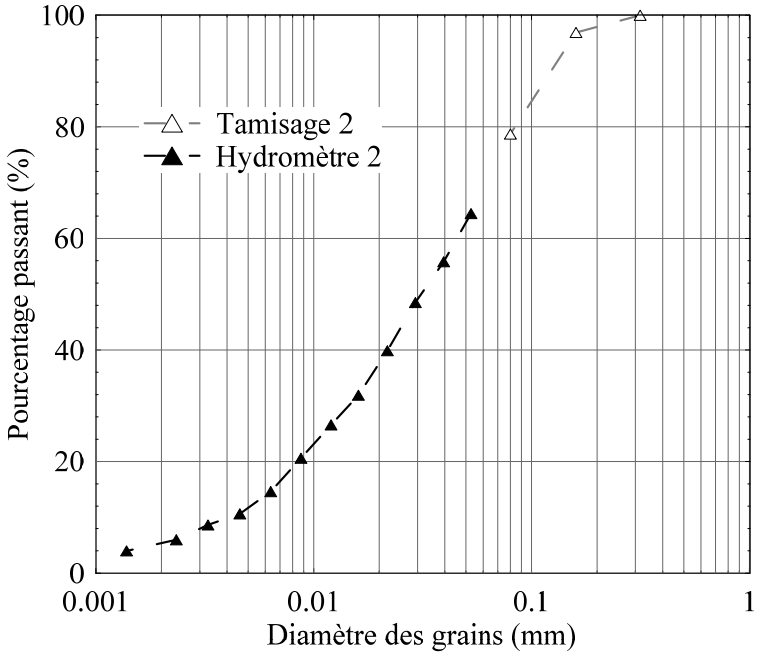
* Se référer à la norme ASTM D422-63 pour les abréviations

Granulométrie 2

Identification:	**Mélange 2**
Provenance:	CM
Date:	07/10/2016

Tamisage		
Tamis (mm)	**Masse retenue (g)**	**% passant partiel**
0,630	0,0	100,00
0,315	0,0	100,00
0,160	2,1	96,92
0,080	14,5	78,71
Passant	16,0	76,51

Tamisage	
M_{S+T} (g)	218,7
M_T (g)	150,6
M_S (g)	68,1



Hydromètre											
t (min)	**T (°C)**	**R**	**ΔR**	**R-ΔR**	**R'**	**L (cm)**	**√(L/T)**	**K**	**D (min)**	**% passant partiel**	**% passant total**
0,5	23,65	55,0	7,0	48,0	48,5	8,35	4,09	0,01290	0,0527	64,45	100,00
1	23,65	48,5	7,0	41,5	42,0	9,40	3,07	0,01290	0,0395	55,82	86,60
2	23,65	43,0	7,0	36,0	36,5	10,30	2,27	0,01290	0,0293	48,51	75,26
4	23,65	36,5	7,0	29,5	30,0	11,40	1,69	0,01290	0,0218	39,87	61,86
8	23,65	30,5	7,0	23,5	24,0	12,40	1,24	0,01290	0,0161	31,89	49,48
15	23,60	25,5	6,0	19,5	20,0	13,00	0,93	0,01291	0,0120	26,58	41,24
30	23,60	21,0	6,0	15,0	15,5	13,75	0,68	0,01291	0,0087	20,60	31,96
60	23,60	17,0	6,5	10,5	11,0	14,50	0,49	0,01291	0,0063	14,62	22,68
120	23,30	14,0	6,5	7,5	8,0	15,00	0,35	0,01295	0,0046	10,63	16,49
240	23,20	12,5	6,5	6,0	6,5	15,25	0,25	0,01297	0,0033	8,64	13,40
480	23,00	11,0	7,0	4,0	4,5	15,55	0,18	0,01300	0,0023	5,98	9,28
1440	21,60	10,0	7,5	2,5	3,0	15,80	0,10	0,01321	0,0014	3,99	6,19

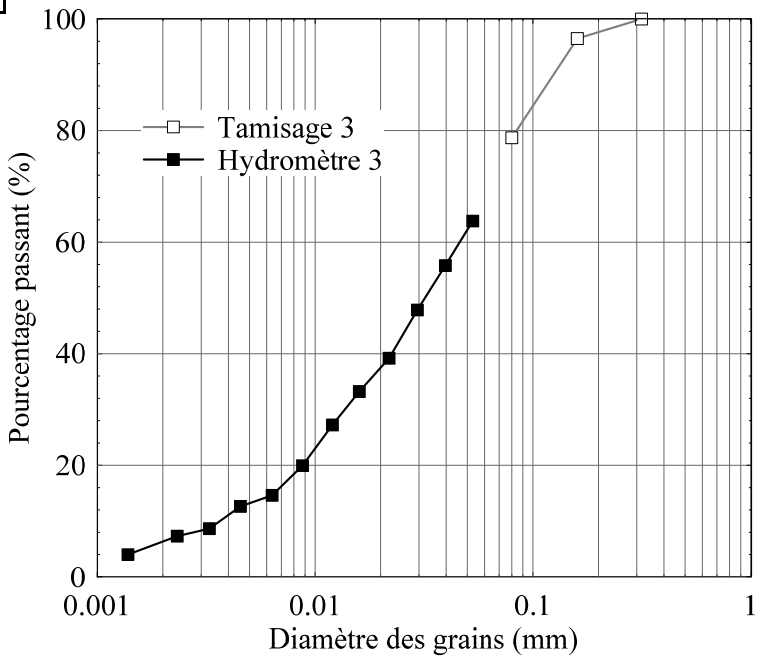
* Se référer à la norme ASTM D422-63 pour les abréviations

Granulométrie 3

Identification:	**Mélange 3**
Provenance:	CM
Date:	07/10/2016

Tamisage		
Tamis (mm)	**Masse retenue (g)**	**% passant partiel**
0,630	0,0	100,00
0,315	0,0	100,00
0,160	2,4	96,50
0,080	14,6	78,72
Passant	16,7	75,66

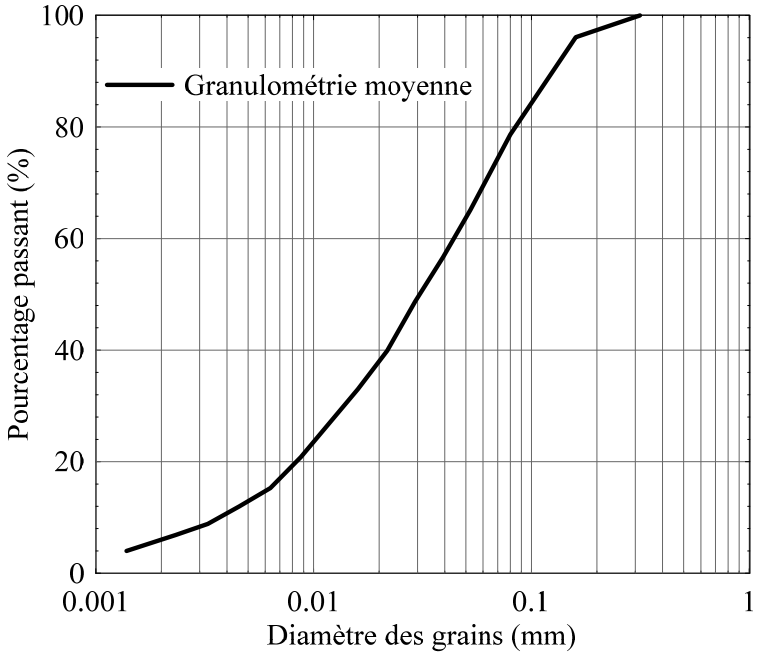
Tamisage	
M_{S+T} (g)	229,3
M_T (g)	160,7
M_S (g)	68,6



Hydromètre											
t (min)	**T (°C)**	**R**	**□R**	**R-□R**	**R'**	**L (cm)**	**√(L/T)**	**K**	**D (min)**	**% passant partiel**	**% passant total**
0,5	23,50	54,5	7,0	47,5	48,00	8,40	4,10	0,01292	0,0530	63,79	100,00
1	23,50	48,5	7,0	41,5	42,00	9,40	3,07	0,01292	0,0396	55,82	87,50
2	23,50	42,5	7,0	35,5	36,00	10,40	2,28	0,01292	0,0295	47,84	75,00
4	23,50	36,0	7,0	29,0	29,50	11,45	1,69	0,01292	0,0219	39,20	61,46
8	23,50	31,0	6,5	24,5	25,00	12,20	1,23	0,01292	0,0160	33,22	52,08
15	23,50	26,0	6,0	20,0	20,50	12,95	0,93	0,01292	0,0120	27,24	42,71
30	23,50	21,0	6,5	14,5	15,00	13,80	0,68	0,01292	0,0088	19,93	31,25
60	23,50	17,0	6,5	10,5	11,00	14,50	0,49	0,01292	0,0064	14,62	22,92
120	23,30	15,5	6,5	9,0	9,50	14,75	0,35	0,01295	0,0045	12,62	19,79
240	23,20	12,5	6,5	6,0	6,50	15,25	0,25	0,01297	0,0033	8,64	13,54
480	22,95	11,5	6,5	5,0	5,50	15,40	0,18	0,01300	0,0023	7,31	11,46
1440	21,55	10,0	7,5	2,5	3,00	15,80	0,10	0,01322	0,0014	3,99	6,25

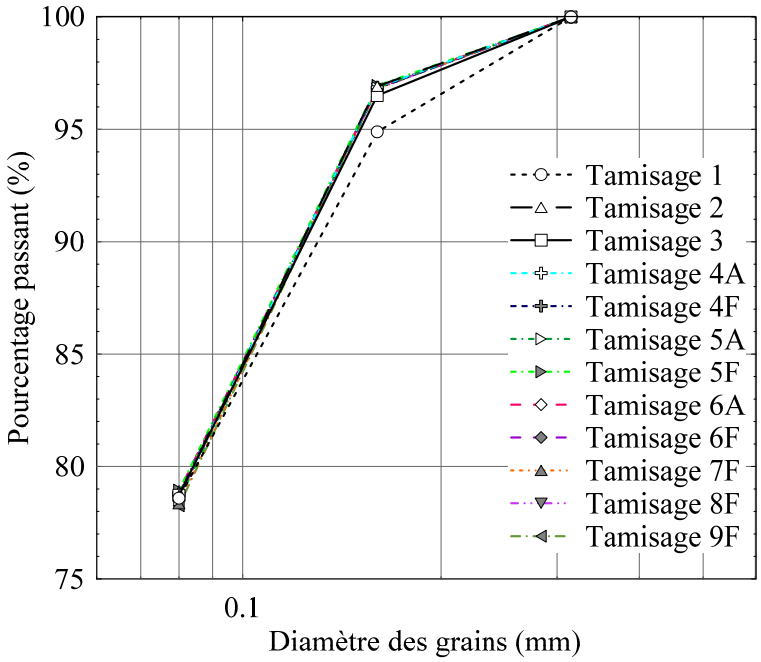
* Se référer à la norme ASTM D422-63 pour les abréviations

Granulométrie moyenne



Granulométrie moyenne des granulométries 1,2 et 3.

Tamisage des sédimentométries et d'échantillons séchés à l'air libre et au four

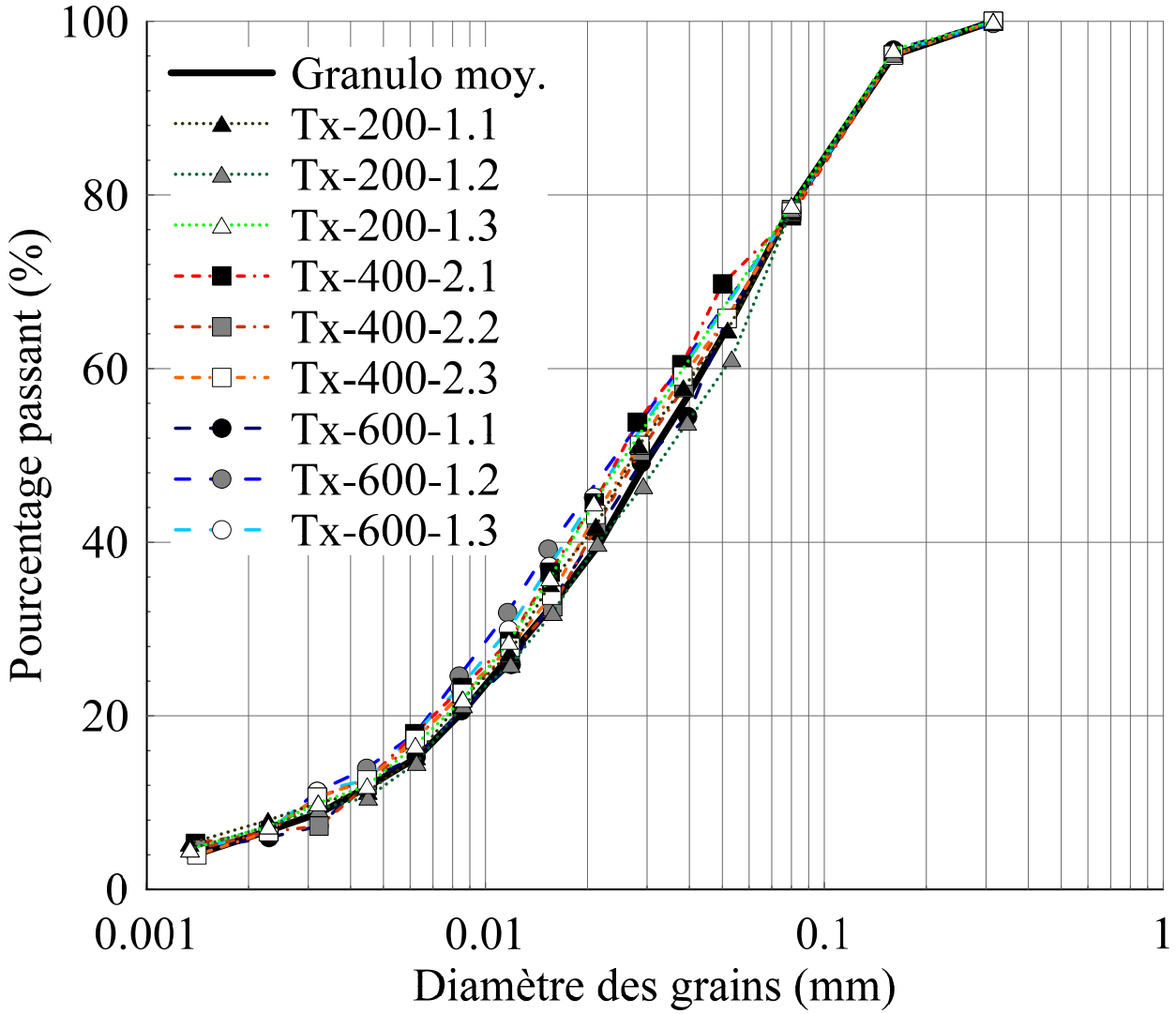


Tamisage des sédimentométries des essais 1 à 3 et tamisages supplémentaires des essais 4 à 9 pour des échantillons séchés à l'air libre (A) et au four (F).

Pourcentage passant des essais de tamisages suite aux sédimentométries 1 à 3 et des tamisages supplémentaires 4 à 9 pour des échantillons séchés à l'air libre (A) et au four (F).

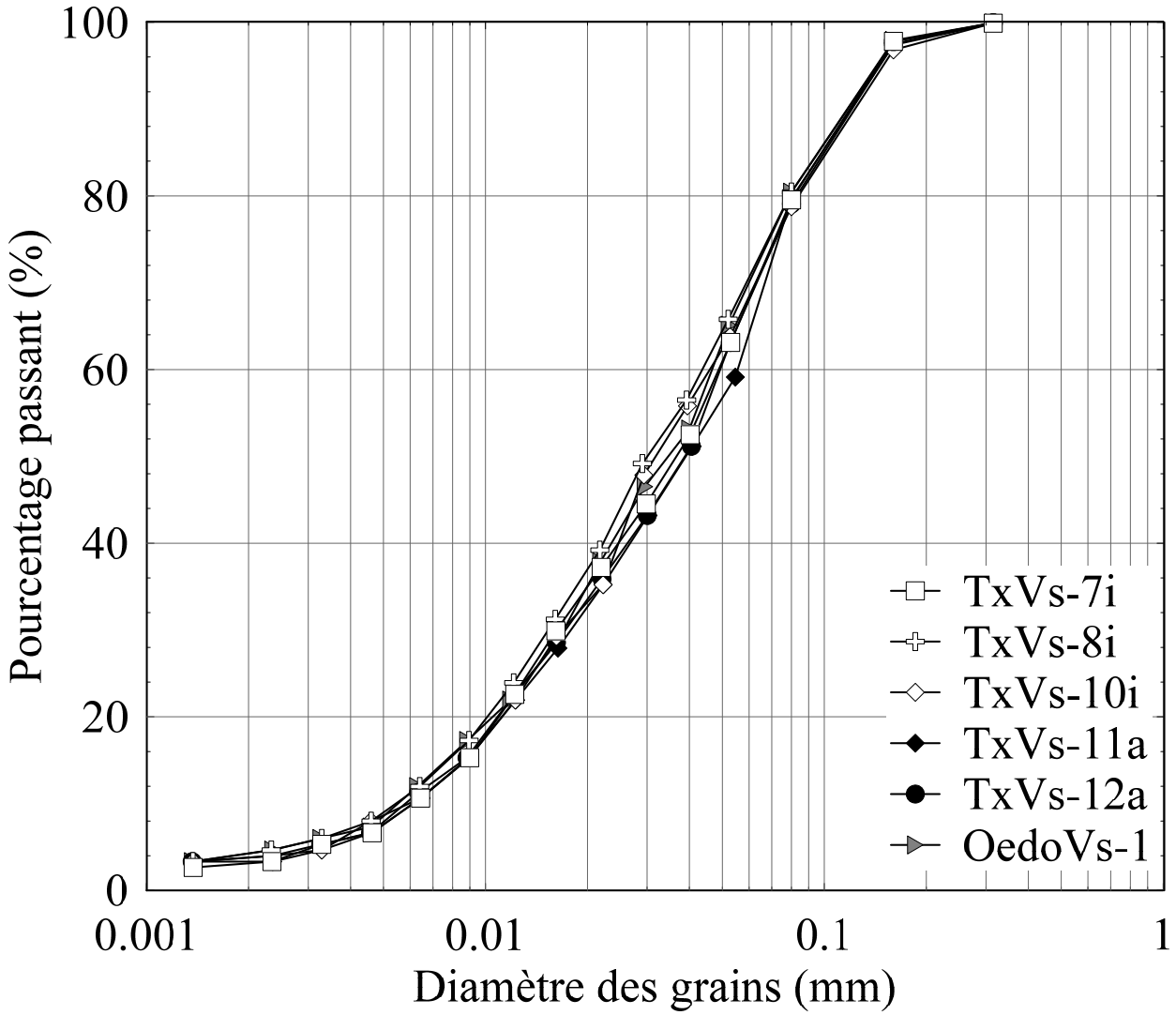
Tamis (mm)	Pourcentage passant (%) des essais											
	1	**2**	**3**	**4A**	**4F**	**5A**	**5F**	**6A**	**6F**	**7F**	**8F**	**9F**
0,315	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
0,160	94,89	96,92	96,50	96,87	96,85	96,87	96,82	96,82	96,80	96,82	96,82	96,80
0,080	78,59	78,71	78,72	78,70	78,51	78,86	78,35	78,60	78,25	78,35	78,60	78,25

Granulométrie suite à des essais de compression triaxiale



Triplicatas de granulométries pour les essais Tx-600-1, Tx-400-2 et Tx-200-1 suite aux essais de compression triaxiale en compression non drainés.

Granulométries suite à des essais de consolidation triaxiale et œdométrique équipés de P-RAT



Granulométries des essais TxVs-7i, TxVs-8i, TxVs-10i, TxVs-11a, TxVs-12a, OedoVs-1 suite aux essais de consolidation.

ANNEXE C – DENSITÉ RELATIVE

L'essai consiste à obtenir la masse volumique des résidus (ρ_s) par rapport à la masse volumique de l'eau (ρ_w) à une température donnée (ASTM D854-14). Trois essais ont été effectués pour des échantillons différents afin de vérifier l'uniformité du mélange. Les résultats sont jugés acceptables lorsque l'écart-type est inférieur ou égal à 0,006 et lorsque l'écart entre deux résultats est inférieur à 0,02.

La calibration des pycnomètres est une étape très importante afin d'avoir le volume du pycnomètre calibré. Cette étape consiste à calculer la masse du pycnomètre plein pour différentes températures $M_{pw,c}$ (g). La masse volumique de l'eau à différentes températures $\rho_{w,c}$ (g/mL) est ensuite utilisée pour obtenir le volume calibré du pycnomètre V_p (mL). Cinq masses du pycnomètre vides sont notées puis celui-ci est rempli d'eau distillée désaérée jusqu'à la ligne de 500 mL. Ensuite, ils sont mis dans un environnement à température contrôlée et des mesures de masses sont prises pour cinq températures différentes. La calibration s'effectue avec la formule suivante:

$$V_p = \frac{M_{pw,c} - M_p}{\rho_{w,c}}$$

La masse volumique de l'eau ρ_w pour différentes températures T (°C) est obtenue avec la relation suivante (ASTM D854-14):

$$\rho_w = 1{,}00034038 - (7{,}77\ x10^{-6})xT - (4{,}95\ x\ 10^{-6})x\ T^2$$

La moyenne des cinq calibrations ainsi que l'écart-type peuvent être calculés. L'écart-type entre les volumes calibrés doit être inférieur ou égal à une valeur de 0,05 mL pour qu'une calibration soit valide selon la norme. Les calibrations sont présentées et respectent ce critère.

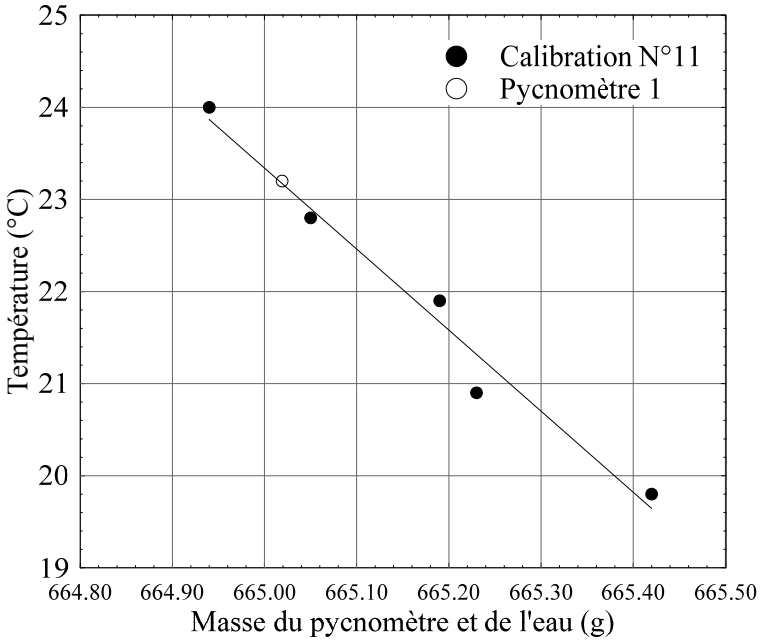
Masse des pycnomètres vides.

N° pycnomètre	11	N14	21
Masse vide du pycnomètre (g)	166,89	178,96	175,06
	166,88	178,95	175,07
	166,88	178,95	175,06
	166,89	178,93	175,05
	166,88	178,94	175,04
Masse moyenne (g)	**166,88**	**178,95**	**175,06**

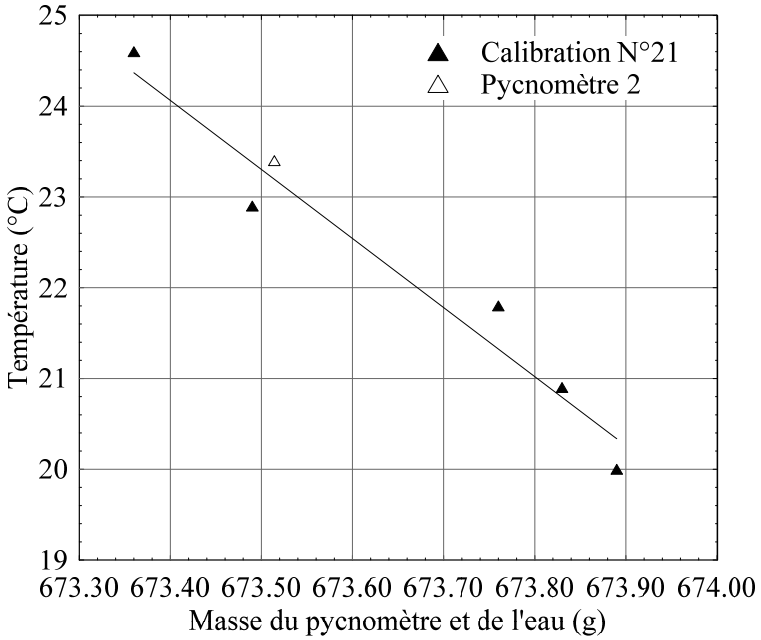
Volume moyen des pycnomètres calibrés.

N° Pycnomètre	Température °C	M_{pw} g	$V_{calibré}$ ml	V_{moy} ml	Écart-Type
11	19,8	665,42	499,41	**499,39**	**0,03**
	20,9	665,23	499,34		
	21,9	665,19	499,41		
	22,8	665,05	499,37		
	24,0	664,94	499,40		
N14	20,0	677,64	499,59	**499,58**	**0,03**
	20,8	677,57	499,60		
	21,8	677,46	499,60		
	22,8	677,30	499,56		
	23,9	677,15	499,54		
21	20,0	673,89	499,73	**499,73**	**0,05**
	20,9	673,83	499,77		
	21,8	673,76	499,79		
	22,9	673,49	499,65		
	24,6	673,36	499,73		

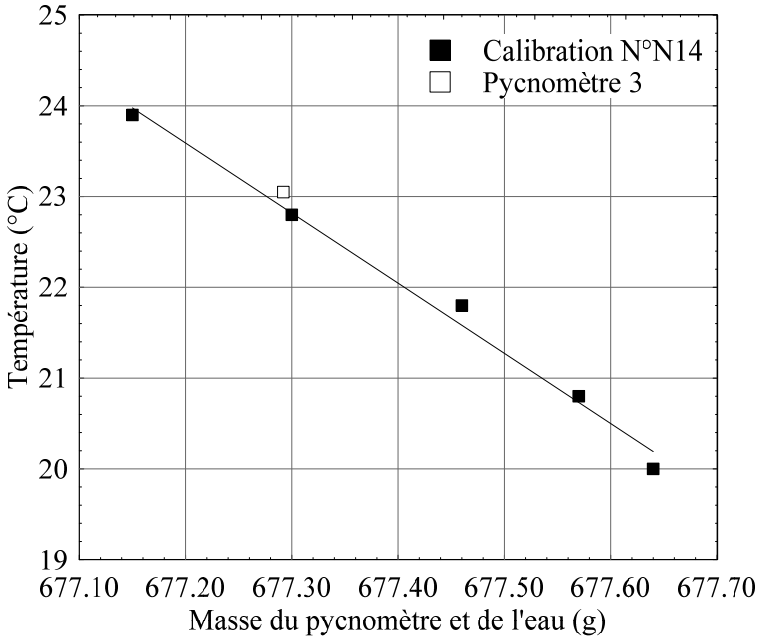
* Se référer au texte ou à la norme ASTM D854-14 pour les abréviations



Calibration du pycnomètre N°N11 et de la masse du pycnomètre et de l'eau de l'essai 1.



Calibration du pycnomètre N°21 et de la masse du pycnomètre et de l'eau de l'essai 2.



Calibration du pycnomètre N°N14 et de la masse du pycnomètre et de l'eau de l'essai 3.

L'essai de densité relative (D_r) consiste à mélanger environ 50g de résidus avec 100 mL d'eau distillée désaérée. Le mélange est transvidé dans un pycnomètre de 500 mL en assurant de conserver toutes les particules. De l'eau distillée désaérée est ajoutée pour remplir la moitié du pycnomètre. Ce dernier est placé sous vide pendant au moins deux heures et est agité constamment par une table oscillante. Le pycnomètre est brassé vigoureusement manuellement à des intervalles de quinze minutes puis remis sur la table oscillante. Le pycnomètre est rempli d'eau désaérée jusqu'à la ligne de calibration et est laissé sous vide jusqu'à ce que la température atteigne l'équilibre. De l'eau distillée désaérée est ajoutée pour atteindre le niveau de calibration. Il est important d'enlever les gouttes d'eau sur les parois du pycnomètre au-dessus du niveau de calibration. La masse et la température du pycnomètre sont prises. Les résidus dans le pycnomètre sont transférés dans une tare qui est mise au four pour avoir la masse de résidus secs M_s (g). Comme expliqué dans la norme ASTM D854-14, la masse du pycnomètre rempli d'eau calibré à la température de l'essai $M_{pw,t}$ (g) peut être obtenue avec la masse du pycnomètre M_p (g), le volumique du pycnomètre V_p (mL) et la masse volumique de l'eau à la température de l'essai $p_{w,t}$ (g/mL) avec l'équation suivante:

$$M_{pw,t} = M_p + (V_p \cdot \rho_{w,t})$$

La densité relative à la température de l'essai ($D_{r,t}$) représente le rapport entre la masse volumique des résidus ρ_s (g/mL) et la masse volumique de l'eau à la température de l'essai $\rho_{w,t}$ (g/mL). Elle peut être calculé avec la masse des résidus M_s (g), la masse du pycnomètre et de l'eau à la température de l'essai $M_{pw,t}$ (g) et la masse du pycnomètre avec l'eau et les résidus à la température de l'essai $M_{pws,t}$ (g) avec l'équation suivante:

$$D_{r,t} = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_s}{M_{\rho_{w,t}} - \left(M_{pws,t} - M_s\right)}$$

Pour obtenir la densité relative à une température de 20°C ($D_{r,20°C}$), il suffit de la calibrer à l'aide du coefficient de température (K) en utilisant l'équation suivante:

$$D_{r\ 20°C} = K \cdot D_{r,t}$$

où le coefficient de température (K) est obtenu avec la masse volumique de l'eau p_w (g/mL) calculée avec l'équation présentée plus tôt et la masse volumique de l'eau ρ_w à 20°C (0,9982063):

$$K = p_w/0{,}9982063$$

Résultats des essais 1, 2 et 3 au pycnomètre.

Essai #		1	2	3
Pycnomètre N°		11	21	N14
T	**°C**	23,2	23,4	23,1
M_s+M_T	**g**	201,49	231,19	195,85
M_T	**g**	152,91	179,81	150,52
M_s	**g**	48,58	51,38	45,33
Masse initiale	***g***	*56,30*	*54,70*	*55,50*
M_p+M_w+M_s	**g**	695,61	705,86	705,74
$M_{étalon}$	**g**	665,02	673,51	677,29
M_p+M_w	**g**	647,03	654,48	660,41
V_s	**cm^3**	17,99	19,03	16,88
ρ_s	**g/cm^3**	2,69	2,69	2,68
ρ_w	**g/cm^3**	0,9975	0,9974	0,9975
$D_{r,t}$		2,70	2,70	2,69
K		0,9993	0,9992	0,9993
$D_{r,20°C}$		**2,70**	**2,70**	**2,68**
$D_{r,20°C\ Moy}$		**2,69**		
Écart-Type		*0,008*		

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D854-14 pour les abréviations

ANNEXE D – PROCTOR MODIFIÉ

Les essais Proctor modifiés ont été effectués avec la norme ASTM D1557-12. Cet essai permet d'obtenir la teneur en eau optimale (w_{opt}) à l'aide d'une relation entre la teneur en eau (w) et la masse volumique sèche ρ_d. La teneur en eau optimale permet d'obtenir la masse volumique sèche maximale ($\rho_{d\text{-}max}$) ou encore l'indice des vides minimal (e_{min}). Les essais ont été effectués avec la méthode A, c'est-à-dire avec un moule d'environ 10,18 cm de diamètre (D_M) et d'une hauteur (H_M) d'environ 11,67 cm, un matériau fin, cinq couches dans le moule et 25 coups de Proctor modifié dans chacune d'elles. Le poids du Proctor modifié est de 44,5 N et est relâché à une hauteur de 457 mm produisant une énergie de compactage de 600 kN-m/m^3.

Au moins quatre échantillons sont préparés avec 2,3 kg de résidus et mis sous une teneur en eau proche de la teneur en eau optimale estimée. Le compactage est effectué en effectuant quatre coups dans chaque coin du moule puis en effectuant vingt et un autres coups en décalant progressivement le Proctor. Après le compactage, la surface de l'échantillon est arasée. La masse des résidus humides est déterminée M_h (g) en soustrayant la masse du moule préalablement mesurée M_M (g). La masse volumique sèche ρ_h (g/cm^3) peut être obtenue à l'aide des équations ci-dessous.

$$\rho_h = \frac{M_h}{V_T} * 1000 = \frac{M_{M+h} - M_M}{\frac{\pi D_M^2}{4} H_M}$$

Un échantillon de résidus est pris dans chacun des tiers du moule. La masse de cet échantillon est prise avant (humide M_h) et après (sèche M_s) la mise en four afin d'obtenir la teneur en eau (w). La masse volumique sèche est calculée:

$$\rho_d = \rho_h * \left(1 + \frac{w}{100}\right)$$

Les différents essais sont mis sur un graphique et une courbe en forme de parabole convexe est obtenue. Le sommet de cette parabole correspond avec la teneur en eau optimale (w_{opt}) ainsi qu'avec la masse volumique sèche maximale $\rho_{d\text{-}max}$ (kg/m^3). Certains points erronés ont été mis en rouge sur les tableaux suivants, tel que l'essai Proctor 2, car ils donnaient des absurdités. Cet Annexe présente aussi quelques essais préliminaires sur des résidus miniers utilisés pour d'autres types d'essais que ceux présentés dans ce mémoire.

L'indice des vides minimum (e_{min}) est calculé avec la densité relative (D_r), la masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3) et la masse volumique sèche maximale $\rho_{d\text{-}max}$ (kg/m^3):

$$e_{min} = \frac{p_w D_r}{p_{d-max}} - 1$$

Essai Proctor 1 pour les résidus utilisés.

Proctor 1				
Prov.:	CM			
Date:	29/06/2016			
Caractéristiques				
Norme:	Modifié			
Méthode:	A			
H_M (cm)	11,665			
D_M (cm)	10,176			
V_M (cm^3)	948,62			
Masse volumique				
$w_{préparée}$ (%)	10,0	12,0	14,0	16,0
M_{M+h} (g)	6178,8	6241,1	6297,6	6251,7
M_M (g)	4310,7	4310,7	4310,7	4310,7
M_h (g)	1868,1	1930,4	1986,9	1941,0
ρ_h (kg/m^3)	1969,3	2035,0	2094,5	2046,1
ρ_d (kg/m^3)	1793,6	1824,2	1855,0	1773,6
Teneur en eau				
M_{h+t} (g)	674,10	813,40	781,10	774,10
M_{s+t} (g)	627,60	744,80	711,80	694,30
M_w (g)	46,50	68,60	69,30	79,80
M_t (g)	152,90	150,90	175,20	174,90
M_S (g)	474,70	593,90	536,60	519,40
w (%)	9,80	11,55	12,91	15,36

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D1557-12 pour les abréviations

Essai Proctor 2 pour les résidus utilisés.

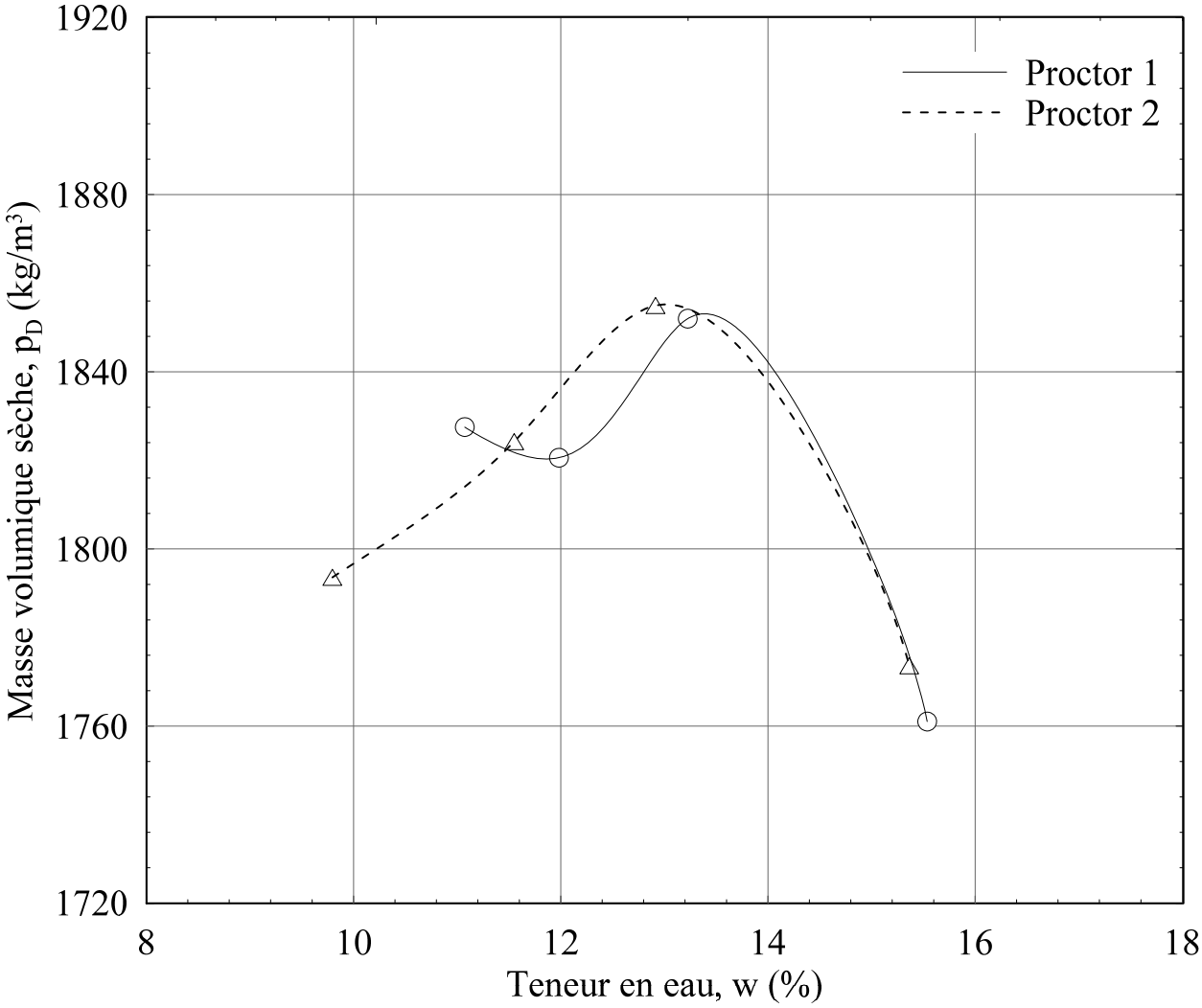
Proctor 2	
Prov.:	CM
Date:	30/06/2016

Caractéristiques	
Norme:	Modifié
Méthode:	A
H_M (cm)	11,665
D_M (cm)	10,176
V_M (cm^3)	948,62

Masse volumique				
$w_{préparée}$ (%)	10,0	9,0	10,0	12,0
M_{M+h} (g)	6236,3	6244,7	6299,9	6240,8
M_M (g)	4310,7	4310,7	4310,7	4310,7
M_h (g)	1925,6	1934,0	1989,2	1930,1
ρ_h (kg/m^3)	2029,9	2038,8	2096,9	2034,6
ρ_d (kg/m^3)	1827,5	1820,6	1852,0	1761,0

Teneur en eau				
M_{h+t} (g)	772,90	675,30	762,90	744,80
M_{s+t} (g)	713,30	619,40	691,40	668,20
M_w (g)	59,60	55,90	71,50	76,60
M_t (g)	175,10	152,90	150,80	175,20
M_s (g)	538,20	466,50	540,60	493,00
w (%)	11,07	11,98	13,23	15,54

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D1557-12 pour les abréviations



Essais Proctor 1 et 2 pour les résidus utilisés.

Essai préliminaire Proctor 3.

Proctor 3	
Prov.:	CM
Date:	10/05/2016

Caractéristiques	
Norme:	Modifié
Méthode:	A
H_M (cm)	11,655
D_M (cm)	10,147
V_M (cm^3)	942,49

Masse volumique						
$w_{préparée}$ (%)	11,4	12,5	14,0	15,7	17,0	18,5
M_{M+h} (g)	6174,4	6124,0	6205,3	6146,8	6121,0	6120,0
M_M (g)	4203,9	4203,6	4203,6	4203,6	4203,6	4203,6
M_h (g)	1970,5	1920,4	2001,7	1943,2	1917,4	1916,4
ρ_h (kg/m^3)	2090,7	2037,6	2123,8	2061,8	2034,4	2033,3
ρ_d (kg/m^3)	1875,4	1820,3	1873,0	1794,2	1753,8	1728,4

Teneur en eau						
M_{h+t} (g)	2268,2	2155,8	2268,8	2221,5	2228,9	2225,8
M_{s+t} (g)	2067,2	1959,7	2038,1	1969,8	1965,3	1938,9
M_w (g)	201,0	196,1	230,7	251,7	263,6	286,9
M_t (g)	316,9	317,0	315,6	282,3	317,8	312,9
M_s (g)	1750,3	1642,7	1722,5	1687,5	1647,5	1626,0
w (%)	11,48	11,94	13,39	14,92	16,00	17,64

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D1557-12 pour les abréviations

Essai préliminaire Proctor 4.

Proctor 4	
Prov.:	CM
Date:	10/05/2016

Caractéristiques	
Norme:	Modifié
Méthode:	A
H_M (cm)	11,643
D_M (cm)	10,123
V_M (cm^3)	937,09

Masse volumique						
$w_{préparée}$ (%)	11,4	12,5	14,0	15,0	17,0	18,5
M_{M+h} (g)	6189,2	6152,9	6189,9	6155,0	6116,6	6142,1
M_M (g)	4202,4	4202,4	4202,4	4202,4	4202,4	4202,4
M_h (g)	1986,8	1950,5	1987,5	1952,6	1914,2	1939,7
ρ_h (kg/m^3)	2120,2	2081,5	2120,9	2083,7	2042,7	2069,9
ρ_d (kg/m^3)	1911,2	1859,1	1872,2	1827,0	1760,7	1762,3

Teneur en eau						
M_{h+t} (g)	2219,2	1795,6	2289,1	2155,4	2112,9	2244,1
M_{s+t} (g)	2028,1	1633,3	2058,3	1918,9	1852,6	1956,4
M_w (g)	191,1	162,3	230,8	236,5	260,3	287,7
M_t (g)	280,4	276,2	320,8	235,5	227,3	308,2
M_s (g)	1747,7	1357,1	1737,5	1683,4	1625,3	1648,2
w (%)	10,93	11,96	13,28	14,05	16,02	17,46

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D1557-12 pour les abréviations

Essai préliminaire Proctor 5.

Proctor 5	
Prov.:	CM
Date:	26/05/2016

Caractéristiques	
Norme:	Modifié
Méthode:	A
H_M (cm)	11,657
D_M (cm)	10,142
V_M (cm^3)	941,79

Masse volumique						
$w_{préparée}$ (%)	10,0	12,0	13,0	14,0	16,0	17,0
M_{M+h} (g)	6054,0	6119,7	6168,2	6193,5	6121,7	6128,8
M_M (g)	4202,3	4202,8	4202,8	4202,5	4202,5	4202,5
M_h (g)	1851,7	1916,9	1965,4	1991,0	1919,2	1926,3
ρ_h (kg/m^3)	1966,1	2035,4	2086,9	2114,1	2037,8	2045,4
ρ_d (kg/m^3)	1795,9	1820,8	1860,0	1879,0	1749,6	1759,3

Teneur en eau						
M_{h+t} (g)	400,34	381,41	387,96	392,67	386,00	452,16
M_{s+t} (g)	370,94	346,57	352,86	355,29	338,76	398,04
M_w (g)	29,40	34,84	35,10	37,38	47,24	54,12
M_t (g)	60,78	50,92	65,12	56,43	52,02	65,24
M_s (g)	310,16	295,65	287,74	298,86	286,74	332,80
w (%)	9,48	11,78	12,20	12,51	16,47	16,26

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D1557-12 pour les abréviations

Essai préliminaire Proctor 6.

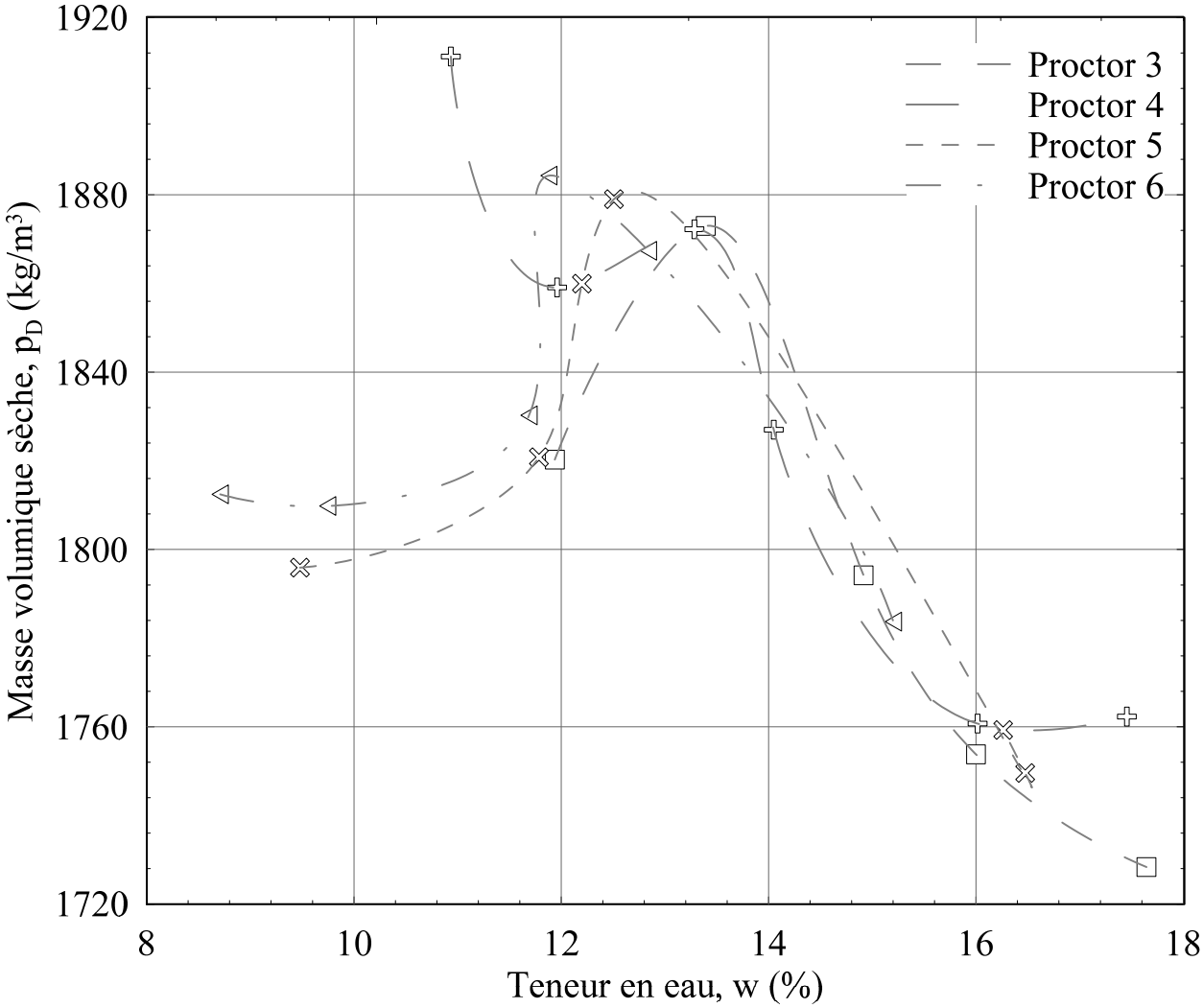
Proctor 6	
Prov.:	CM
Date:	10/05/2016

Caractéristiques	
Norme:	Modifié
Méthode:	A
H_M (cm)	11,657
D_M (cm)	10,142
V_M (cm^3)	941,79

Masse volumique						
$w_{préparée}$ (%)	9,0	10,0	12,0	13,0	14,0	16,0
M_{M+h} (g)	6057,8	6072,8	6127,4	6187,7	6186,7	6137,5
M_M (g)	4202,2	4202,2	4202,2	4202,2	4202,2	4202,2
M_h (g)	1855,6	1870,6	1925,2	1985,5	1984,5	1935,3
ρ_h (kg/m^3)	1970,3	1986,2	2044,2	2108,2	2107,2	2054,9
ρ_d (kg/m^3)	1812,4	1809,8	1830,3	1884,4	1867,4	1783,7

Teneur en eau						
M_{h+t} (g)	419,86	368,61	369,85	403,97	420,06	477,09
M_{s+t} (g)	390,89	341,16	336,20	367,48	379,21	422,72
M_w (g)	28,97	27,45	33,65	36,49	40,85	54,37
M_t (g)	58,26	59,52	48,31	60,33	61,08	65,10
M_s (g)	332,63	281,64	287,89	307,15	318,13	357,62
w (%)	8,71	9,75	11,69	11,88	12,84	15,20

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D1557-12 pour les abréviations



Essais préliminaires Proctor 3 à 6.

ANNEXE E – MASSE VOLUMIQUE MINIMALE (e_{max})

Les essais de masse volumique minimale (e_{max}) ont été effectués avec la norme ASTM D4254-16. Deux méthodes de déposition ont été utilisées. La première méthode consiste à déposer les résidus à l'aide d'une spatule juste au-dessus des résidus pour limiter la hauteur de chute. La deuxième méthode consiste à déposer progressivement le sol dans un entonnoir avec un tube large. L'entonnoir est soulevé pendant la déposition pour être légèrement au-dessus des résidus déposés pour minimiser la hauteur de chute et éviter la consolidation. En évitant les vibrations et en assurant un arasage du moule, la masse volumique sèche minimal $\rho_{d\text{-}min}$ (kg/m^3) est obtenue avec la masse des résidus secs M_s (g) et le volume du moule V_M (cm^3):

$$\rho_{d\ min} = \frac{M_s}{V_M}$$

L'indice des vides maximal (e_{max}) est calculé avec la densité relative (D_r), la masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3) et la masse volumique sèche maximale $\rho_{d\text{-}min}$ (kg/m^3):

$$e_{max} = \frac{p_w D_r}{p_{d\ min}} - 1$$

La calibration du moule avec mesures directes et avec remplissage à l'eau est présentée. La méthode de remplissage à l'eau a été retenue comme étant la plus précise vu que l'eau peut épouser la forme du moule contrairement à la méthode de mesures directes qui peut varier en fonction des emplacements de prise de mesure.

Masse du moule (M_M) et volume du moule (V_M) par méthode de mesure directe et par la méthode de remplissage d'eau.

M_{M1}	g	3302,2
M_{M2}	g	3302,1
M_{M3}	g	3303,6
M_{M4}	g	3303,4
M_{M5}	g	3301,8
M_{M6}	g	3302,6
M_{M7}	g	3301,4
M_{M8}	g	3302,0
M_{M9}	g	3301,7
M_{M10}	g	3302,0
M_{M11}	g	3302,5
M_{M12}	g	3301,4
M_M	g	**3302,2**

D_1	mm	152,48
D_2	mm	152,75
D_3	mm	152,62
D_4	mm	152,67
H_1	mm	155,62
H_2	mm	155,72
H_3	mm	155,70
H_4	mm	155,62
D	mm	152,63
H	mm	155,67
V_M	cm^3	**2848**
Erreur		0,6%

Essai		1	2	3
M_{M+w}	g	6128,7	6132,4	6126,9
T	°C	24,0	24,0	23,5
ρ_w	g/mL	1,0027	1,0027	1,0026
M_w	g	2826,5	2830,2	2824,7
V_M	cm^3	2834,1	2837,8	2832,0
V_M	cm^3	**2835**		
Erreur		0,2%		

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D4254-16 pour les abréviations

Indice des vides maximal (e_{max}) à l'aide des méthodes A et B.

Identification:	Mélange
Provenance:	CM
Date:	07/09/2016
Méthode:	A (Spatule)

Identification:	Mélange
Provenance:	CM
Date:	07/09/2016
Méthode:	B (Entonoir)

Essai		1	2	3
M_{M+S}	g	6306	6293	6312
M_S	g	3003,6	2990,8	3009,3
V_M	cm^3	2835		
$\rho_{d\text{-}min}$	g/cm^3	1,060	1,055	1,062
Erreur	%	0,1	0,3	0,3
$\rho_{d\text{-}min}$	g/cm^3	1,059		
γ_{dmin}	kN/m^3	10,38		
$\mathbf{e_{max}}$		**1,54**		

Essai		1	2	3
M_{M+S}	g	6366	6383	6386
M_S	g	3064,0	3081,2	3083,7
V_M	cm^3	2835		
$\rho_{d\text{-}min}$	g/cm^3	1,081	1,087	1,088
Erreur	%	0,4	0,2	0,2
$\rho_{d\text{-}min}$	g/cm^3	1,085		
γ_{dmin}	kN/m^3	10,64		
$\mathbf{e_{max}}$		**1,48**		

* Se référer au texte ou à la norme ASTM D4254-16 pour les abréviations

ANNEXE F – ESSAIS TRIAXIAUX EN COMPRESSION NON DRAINÉE – POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

Paramètres généraux

Dimensions des composantes

H_{cap}	82,61	mm
H_{base}	44,60	mm
$H_{2\ papiers\ filtres}$	0,34	mm
H_{bloc}	37,98	mm
$D_{membrane}$	0,30	mm
H_{moule}	82,61	mm
D_{moule}	99,97	mm
V_{moule}	648,41	cm^3
A_{moule}	7849,27	mm^3

$H = H_{moyenne} + H_{bloc} - H_{cap} - H_{base} - H_{2\ papiers\ filtres}$

$D = D_{moyen} - D_{membrane}$

Densification

Succion	**18**	**kPa**
σ_{charge}	**15**	**kpa**
A	7849	mm^2
M_{charge}	12,00	kg
$M_{montage}$	4,30	kg
$M_{à\ ajouter}$	7,70	kg

Préparation de l'éprouvette

M_s	5000	g
$w_{visée}$	36,5	%
M_{eau}	1825	ml
D_r	2,69	

Essai Tx-50-1

Consolidation 50 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,74	16,32	16,37	
M_{t+s+w}	g	163,55	163,24	163,44	
M_{t+s}	g	124,63	124,03	124,54	
$w_{dép.}$	**%**	**36,1**	**36,4**	**36,0**	**36,1**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1359**	**1350**	**1361**	**1356**
$e_{dép.}$		**0,98**	**0,99**	**0,98**	**0,98**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1849**	**1841**	**1850**	**1847**

Param. prélim.

V_T	$1512cm^3$
V_s	$927cm^3$
V_w	$585cm^3$
e_o	0,63
ρ_d	$1649kg/m^3$

Masse finale

M_t	1063,3g
M_{t+s}	3557,3g
M_s	**2494,0g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,82mm
D_{H2}	100,69mm
D_{H3}	100,79mm
D_{M1}	100,49mm
D_{M2}	100,64mm
D_{M3}	100,49mm
D_{B1}	100,89mm
D_{B2}	100,74mm
D_{B3}	100,83mm
H_{T1}	280,28mm
H_{T2}	280,68mm
H_{T3}	280,80mm
D	100,40mm
H	191,03mm

Param. finaux

V_T	$1495cm^3$
V_s	$927cm^3$
V_w	$568cm^3$
σ'_3	50kPa
σ_3	51kPa
ρ_d	**$1668kg/m^3$**
e_f	**0,61**
w_f	**22,76%**
ρ	**$2048kg/m^3$**
A_c	$79,18cm^2$
H_c	19,08cm
B_{chk}	0,99
ε	1,50 µm/s

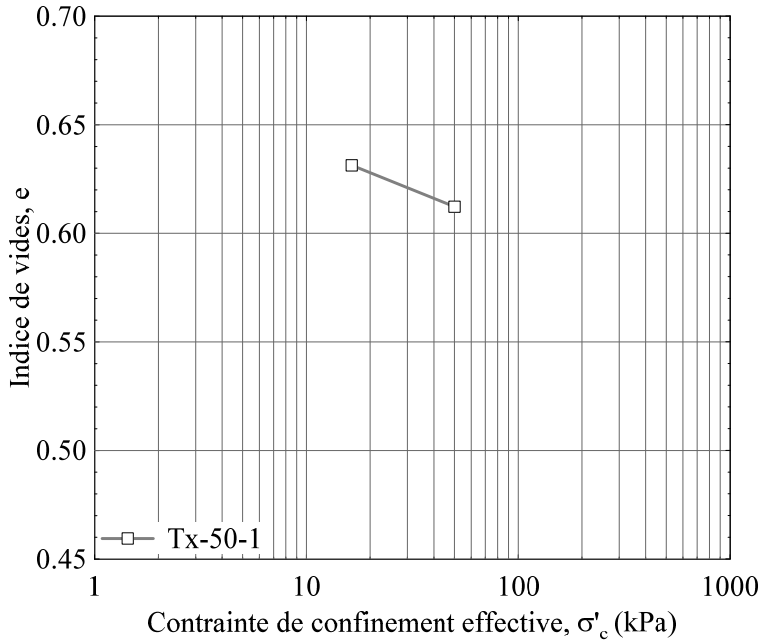
Paliers de consolidation

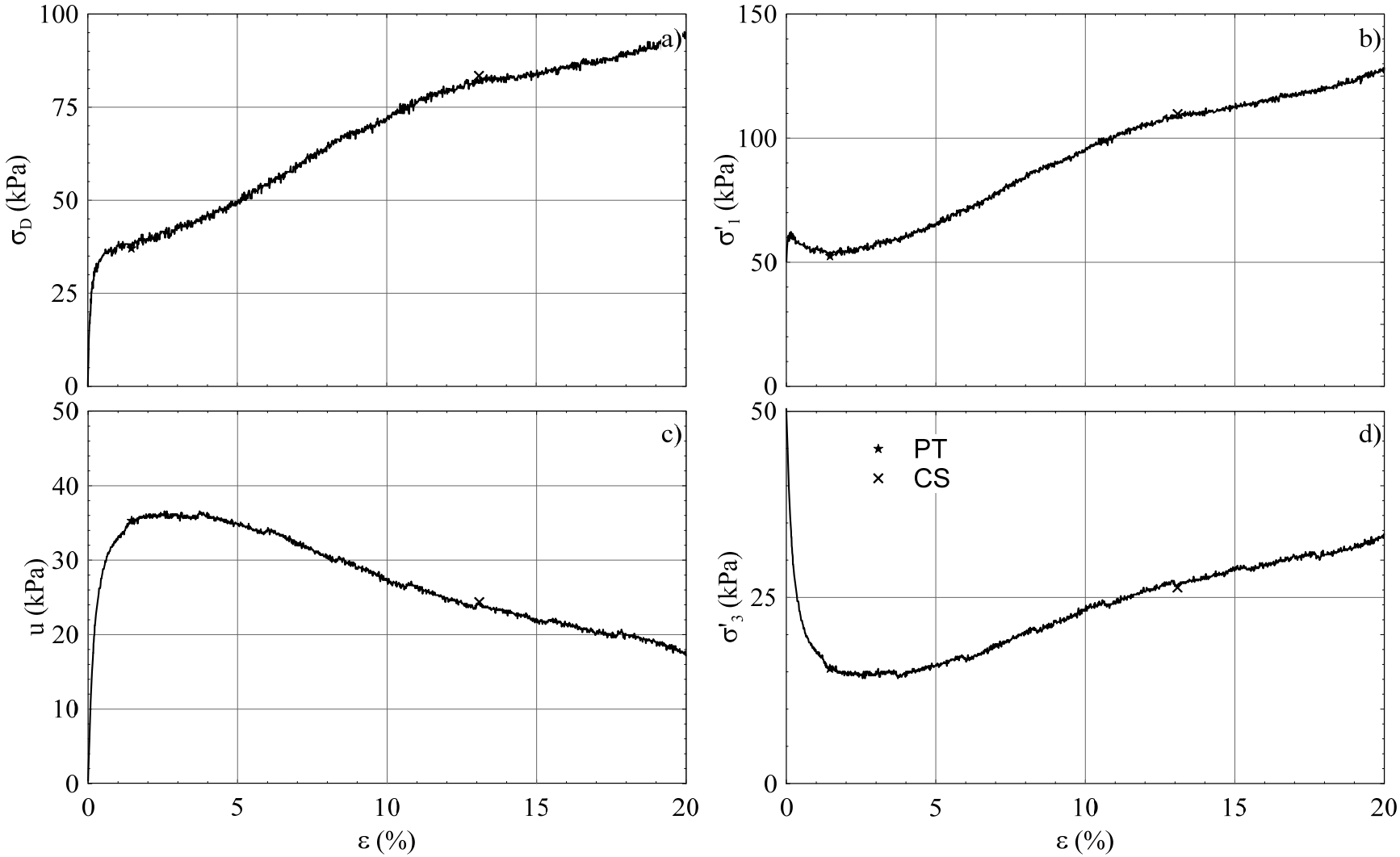
Conditions drainées K_0= 1,00

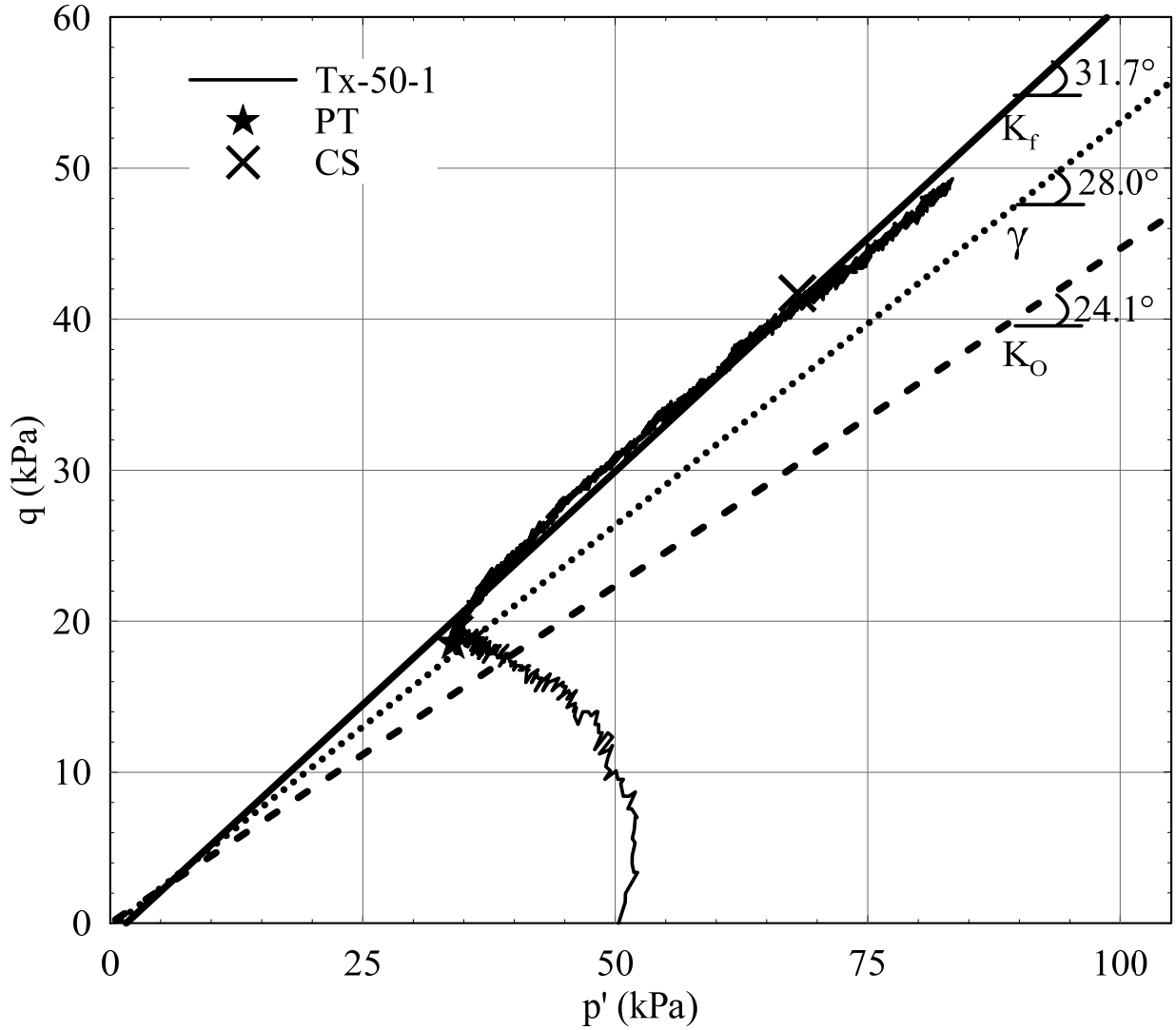
u_1 kPa	σ_{c1} kPa	u_2 kPa	σ_{c2} kPa	B_{chk} -	σ'_3 kPa	σ'_1 kPa	σ'_m kPa	e	V_{wi} ml	V_{wf} ml	V_T cm^3	h_i mm	h_f mm	H_c cm	Ac cm^2	ρ_d kg/m^3	ρ_{sat} kg/m^3
					16	16	16	0,631			1512			19,10	79,2		
-16,1	0,3	33,8	50,7	0,99	50	50	50	0,612	0,02	17,69	1495	0,00	-0,25	19,08	78,4	1668	2048
0,6																	

Paramètres liés à la consolidation

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm²/s			k_{sat} cm/s		
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Casagrande	Taylor	Équation	Casagrande	Taylor	Équation
16	0,631										
50	0,612	0,039	0,566	0,347	2,9	0,47	0,29	0,450	1,60E-05	9,98E-06	1,53E-05




a)
b)
c)
d)
PT
CS
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
0
25
50
75
100
0
50
100
150
0
10
20
30
40
50
0
25
50
0
5
10
15
20
0
5
10
15
20


Tx-50-1
PT
CS
31.7°
K_f
28.0°
γ
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
10
20
30
40
50
60
0
25
50
75
100

Essai Tx-100-6

Consolidation 100 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,72	16,28	16,33	
M_{t+s+w}	g	163,20	163,94	163,35	
M_{t+s}	g	124,18	124,98	124,40	
$w_{dép.}$	**%**	**36,3**	**35,8**	**36,0**	**36,1**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**		**1362**	**1360**	**1361**
$e_{dép.}$			**0,98**	**0,98**	**0,98**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1845**	**1850**	**1850**	**1848**

Param. prélim.

V_T	1497cm^3
V_s	922cm^3
V_w	575cm^3
e_o	0,62
ρ_d	1656kg/m^3

Masse finale

M_t	1309,3g
M_{t+s}	3788,3g
M_s	**2479,0g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,35mm
D_{H2}	100,17mm
D_{H3}	100,37mm
D_{M1}	99,89mm
D_{M2}	99,80mm
D_{M3}	98,62mm
D_{B1}	100,35mm
D_{B2}	100,37mm
D_{B3}	100,17mm
H_{T1}	281,08mm
H_{T2}	281,16mm
H_{T3}	281,60mm
D	99,71mm
H	191,72mm

Param. finaux

V_T	1470cm^3
V_s	922cm^3
V_w	548cm^3
σ'_3	100kPa
σ_3	100kPa
ρ_d	**1687kg/m^3**
e_f	**0,59**
w_f	**22,10%**
ρ	**2060kg/m^3**
A_c	78,08cm^2
H_c	19,08cm
B_{chk}	0,98
ε	1,50 µm/s

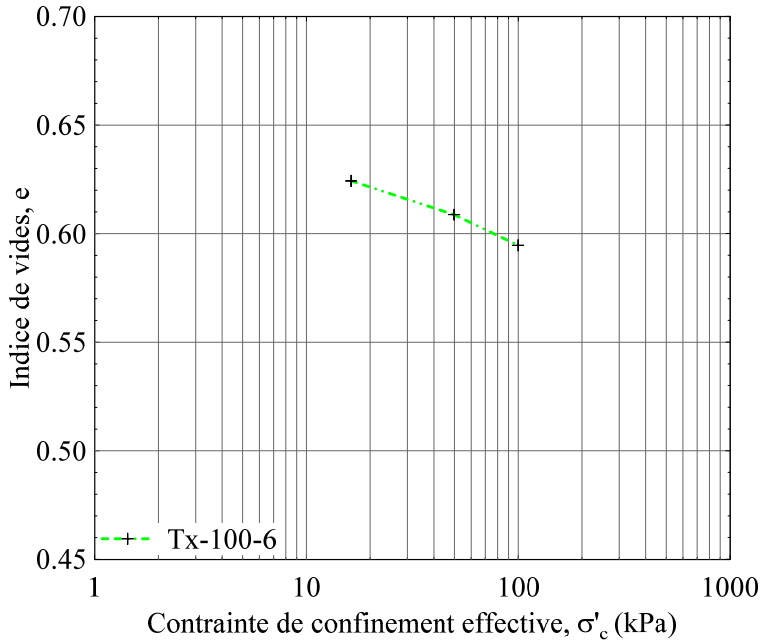
Paliers de consolidation

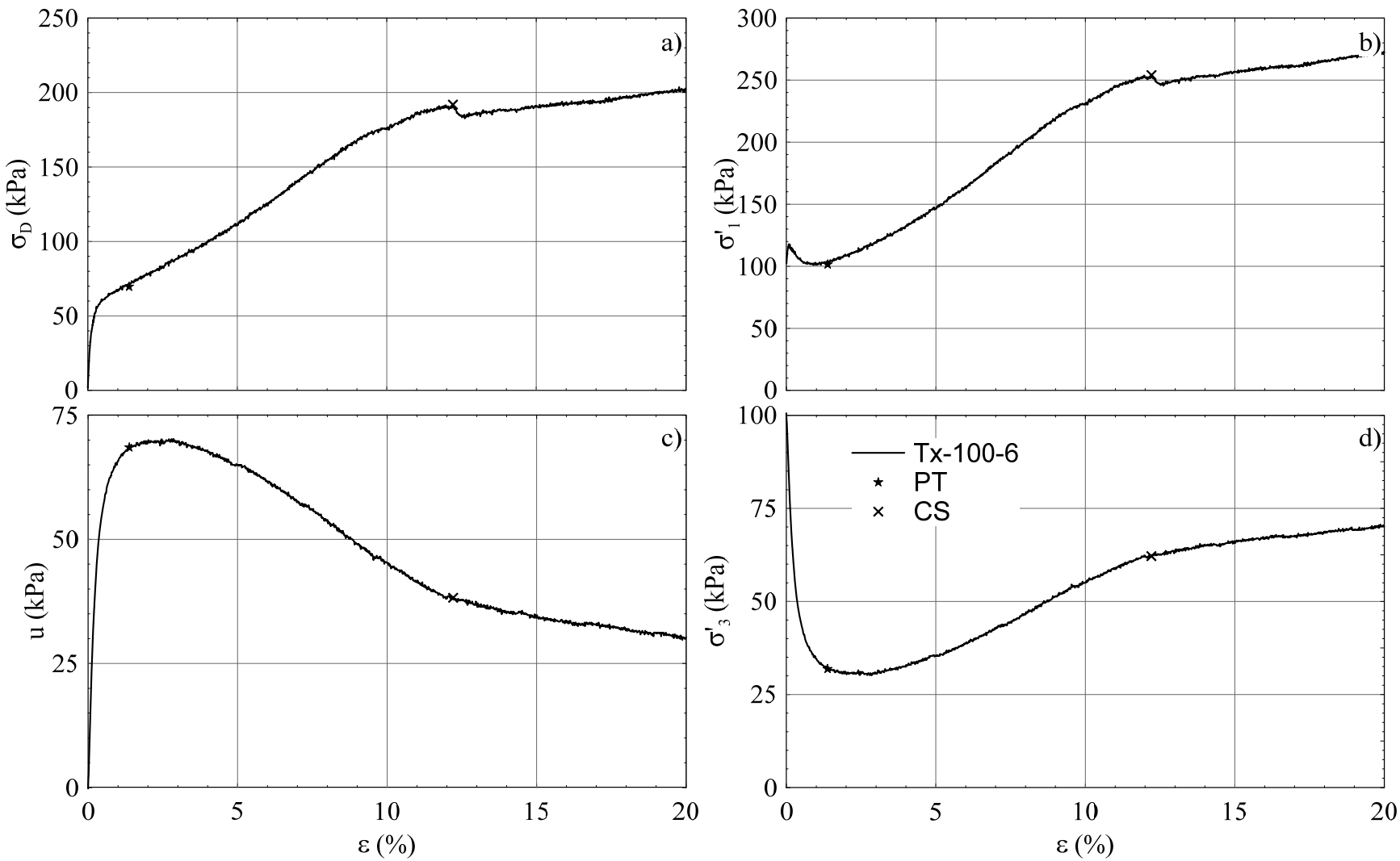
K_0= 1,00

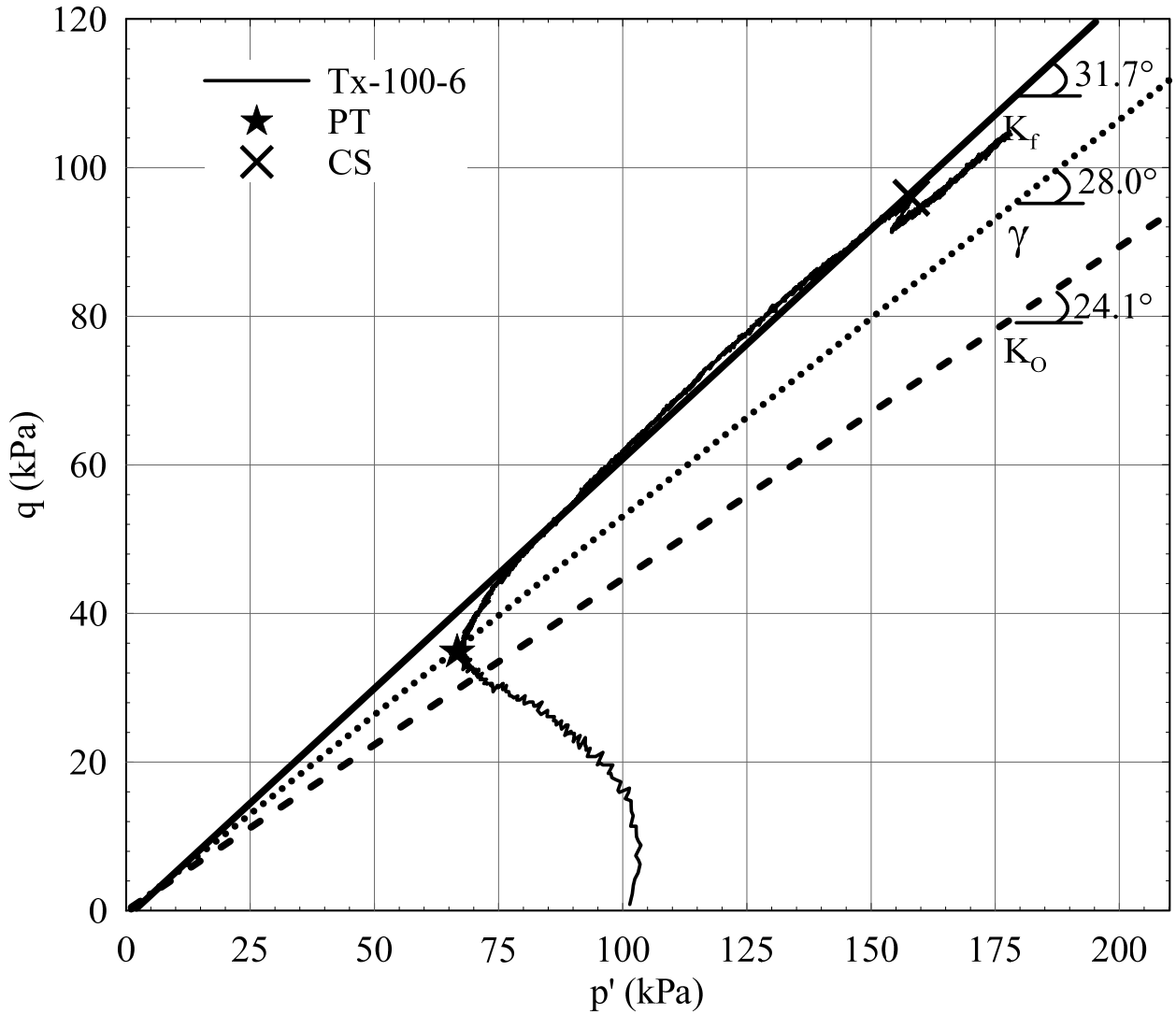
u_1 kPa	**σ_{c1} kPa**	**u_2 kPa**	**σ_{c2} kPa**	**B_{chk} -**	**σ'_3 kPa**	**σ'_1 kPa**	**σ'_m kPa**	**e**	**V_{wi} ml**	**V_{wf} ml**	**V_T cm^3**	**h_i mm**	**h_f mm**	**H_c cm**	**Ac cm^2**	**ρ_d kg/m^3**	**ρ_{sat} kg/m^3**
					16	16	16	0,624			1497			19,17	78,1		
-15,9	0,4	33,1	50,5	0,98	50	50	50	0,609	0,02	14,34	1483	0,00	-0,47	19,12	77,5	1672	2051
0,7	53,7	46,3	100,4	0,98	100	100	100	0,595	0,10	13,12	1470	-0,44	-0,88	19,08	77,0	1687	2060
0,5																	

Paramètres liés à la consolidation

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm²/s			k_{sat} cm/s		
kPa		-	MPa⁻¹	MPa⁻¹	MPa	Casagrande	Taylor	Équation	Casagrande	Taylor	Équation
16	0,624										
50	0,609	0,032	0,464	0,285	3,5	0,56	0,47	0,446	1,57E-05	1,31E-05	1,25E-05
100	0,595	0,047	0,282	0,173	5,8	1,14	1,04	1,024	1,93E-05	1,77E-05	1,74E-05




a)
b)
c)
d)
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
Tx-100-6
PT
CS
0
50
100
150
200
250
300
25
75
5
10
15
20


Tx-100-6
PT
CS
31.7°
K_f
28.0°
γ
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
20
40
60
80
100
120
0
25
50
75
100
125
150
175
200

Essai Tx-200-1

Consolidation 200 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,64	16,22	16,29	
M_{t+s+w}	g	163,40	163,84	163,54	
M_{t+s}	g	124,72	124,93	124,64	
$w_{dép.}$	**%**	**35,8**	**35,8**	**35,9**	**35,8**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1361**	**1362**	**1363**	**1362**
$e_{dép.}$		**0,98**	**0,97**	**0,97**	**0,97**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1848**	**1850**	**1853**	**1850**

Param. prélim.

V_T	$1510cm^3$
V_s	$936cm^3$
V_w	$574cm^3$
e_o	0,61
ρ_d	$1668kg/m^3$

Masse finale

M_t	940,2g
M_{t+s}	3458,1g
M_s	**2517,9g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,45mm
D_{H2}	100,47mm
D_{H3}	100,51mm
D_{M1}	100,35mm
D_{M2}	100,35mm
D_{M3}	100,24mm
D_{B1}	100,41mm
D_{B2}	100,40mm
D_{B3}	100,45mm
H_{T1}	280,75mm
H_{T2}	281,63mm
H_{T3}	281,92mm
D	100,10mm
H	191,87mm

Param. finaux

V_T	$1461cm^3$
V_s	$936cm^3$
V_w	$525cm^3$
σ'_3	199kPa
σ_3	201kPa
ρ_d	**$1723kg/m^3$**
e_f	**0,56**
w_f	**20,86%**
ρ	**$2082kg/m^3$**
A_c	$78,69cm^2$
H_c	19,06cm
B_{chk}	0,99
ε	1,50 µm/s

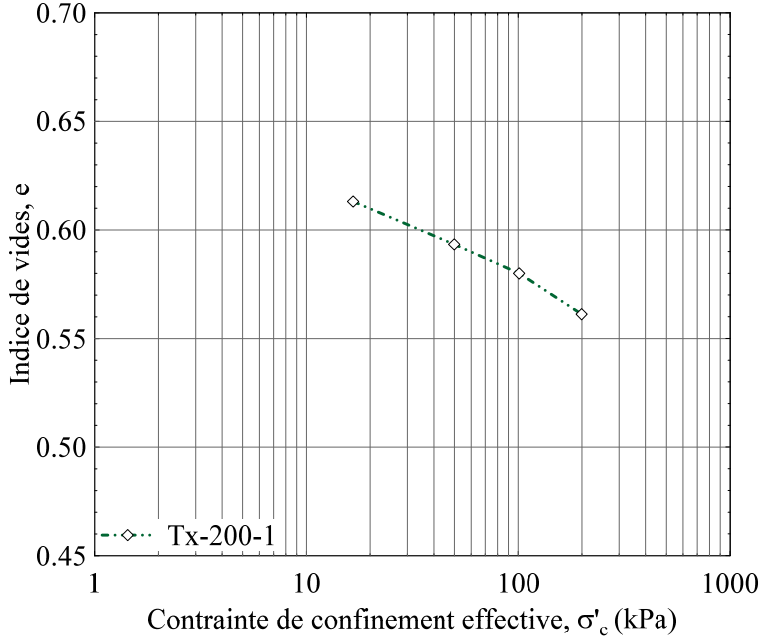
Paliers de consolidation

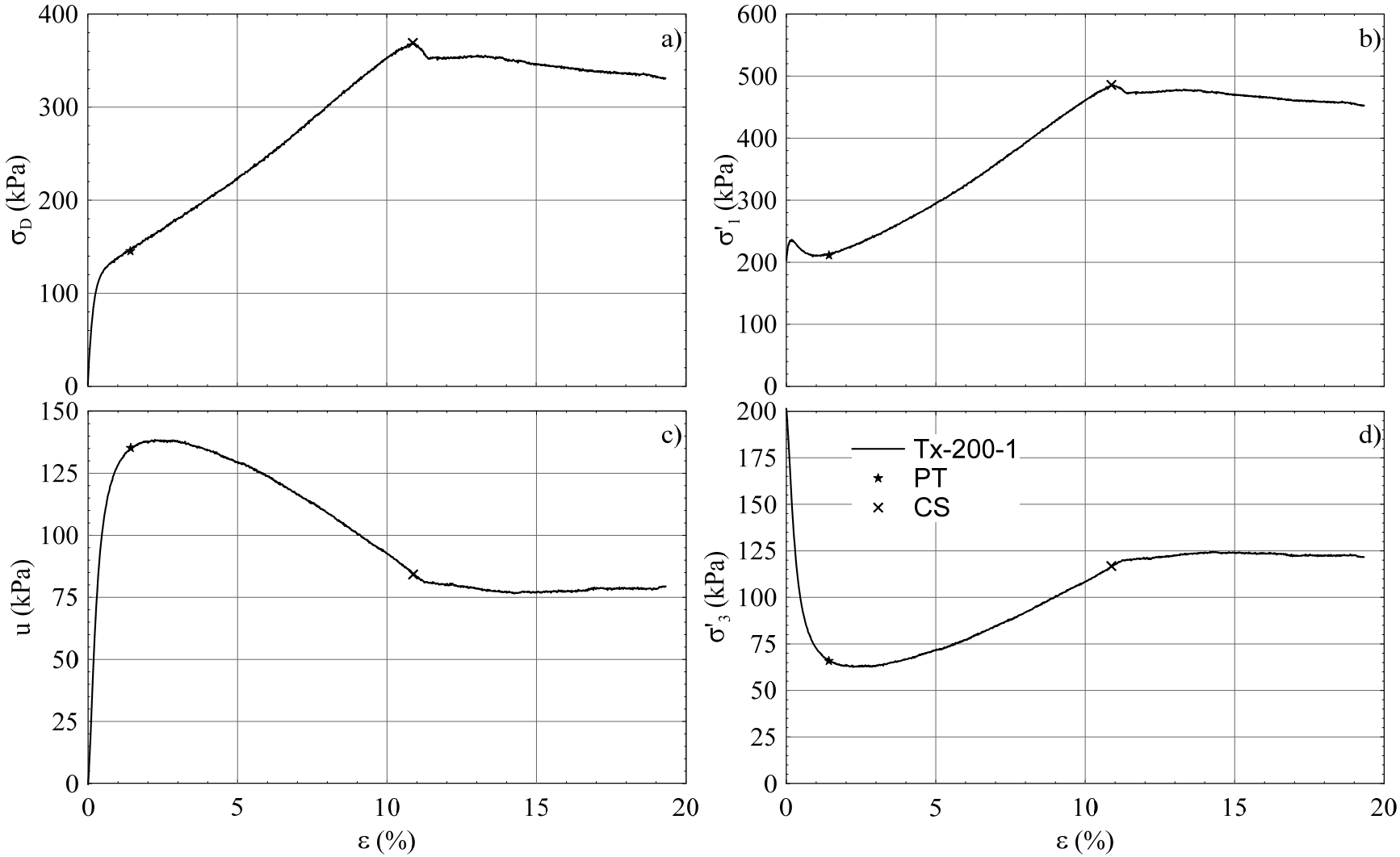
K_0= 1,00

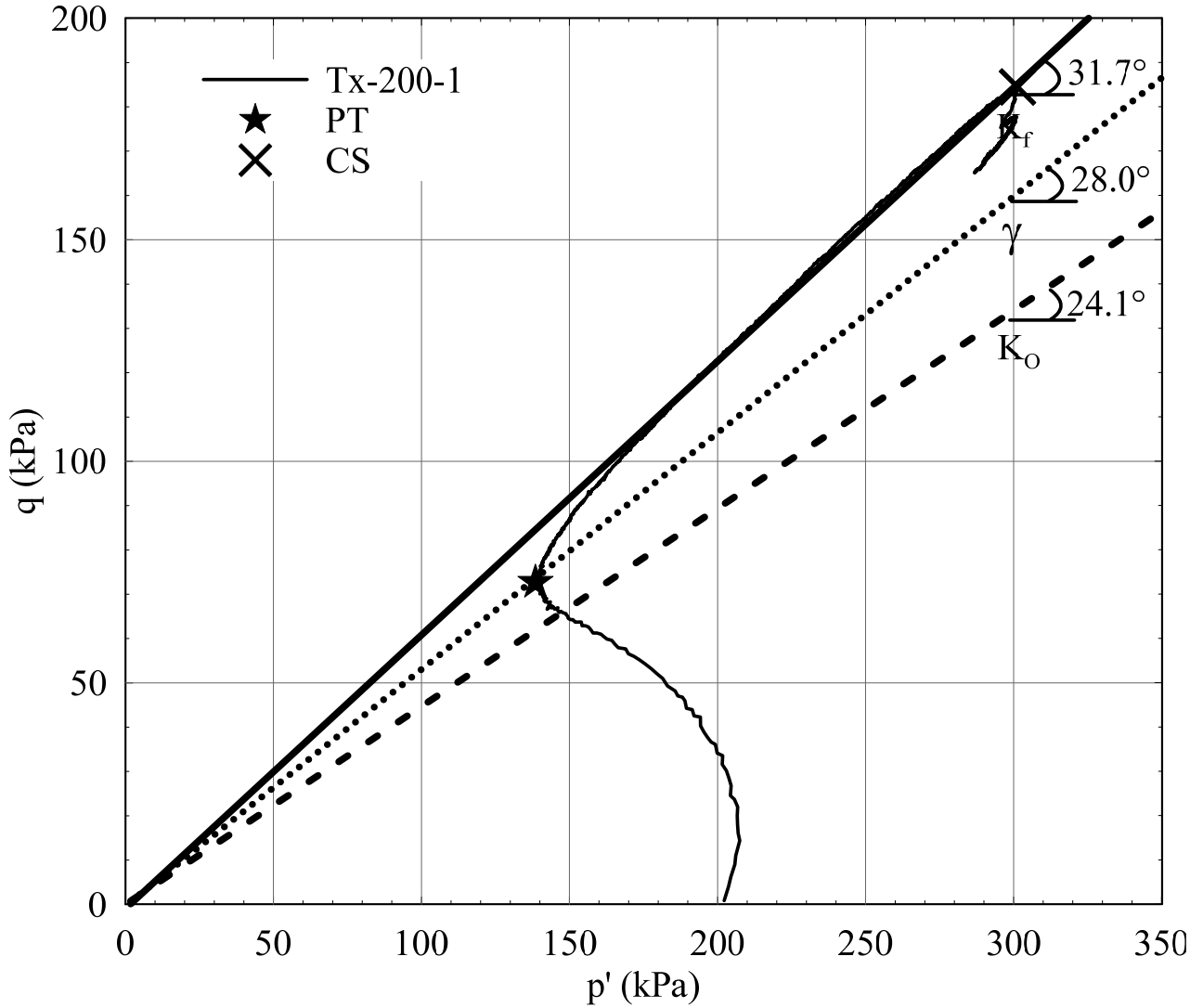
u_1 kPa	**σ_{c1} kPa**	**u_2 kPa**	**σ_{c2} kPa**	**B_{chk} -**	**σ'_3 kPa**	**σ'_1 kPa**	**σ'_m kPa**	**e**	**V_{wi} ml**	**V_{wf} ml**	**V_T cm^3**	**h_i mm**	**h_f mm**	**H_c cm**	**Ac cm^2**	**ρ_d kg/m^3**	**ρ_{sat} kg/m^3**
					17	17	17	0,613			1510			19,19	78,7		
-16,0	0,6	34,3	51,1	1,00	50	50	50	0,593	0,00	18,50	1491	0,00	-0,24	19,16	77,8	1688	2061
1,2	53,3	49,2	101,5	1,00	101	101	101	0,580	0,03	12,53	1479	-0,21	-0,57	19,13	77,3	1703	2070
0,5	101,3	99,0	201,1	0,99	199	199	199	0,561	0,01	17,61	1461	-0,53	-1,18	19,06	76,7	1723	2082
1,8																	

Paramètres liés à la consolidation

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm²/s			k_{sat} cm/s		
kPa		-	MPa⁻¹	MPa⁻¹	MPa	Casagrande	Taylor	Équation	Casagrande	Taylor	Équation
17	0,613										
50	0,593	0,041	0,594	0,368	2,7	0,72	0,30	0,447	2,61E-05	1,07E-05	1,62E-05
101	0,580	0,044	0,261	0,162	6,2	0,95	1,00	1,034	1,50E-05	1,59E-05	1,64E-05
199	0,561	0,064	0,191	0,119	8,4	1,79	1,42	1,598	2,08E-05	1,65E-05	1,86E-05




a)
b)
c)
d)
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
Tx-200-1
PT
CS


Tx-200-1
PT
CS
31.7°
K_f
28.0°
γ
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350

Essai Tx-400-2

Consolidation 400 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,65	16,22	16,28	
M_{t+s+w}	g	163,66	163,96	164,12	
M_{t+s}	g	124,49	125,47	125,73	
$w_{dép.}$	**%**	**36,3**	**35,2**	**35,1**	**35,5**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1358**	**1369**	**1377**	**1368**
$e_{dép.}$		**0,98**	**0,97**	**0,95**	**0,97**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1851**	**1851**	**1860**	**1854**

Param. prélim.

V_T	$1500cm^3$
V_s	$924cm^3$
V_w	$576cm^3$
e_o	0,62
ρ_d	$1657kg/m^3$

Masse finale

M_t	1068,4g
M_{t+s}	3553,2g
M_s	**2484,8g**

Dim. échant.

D_{H1}	99,02mm
D_{H2}	99,11mm
D_{H3}	99,80mm
D_{M1}	100,22mm
D_{M2}	100,17mm
D_{M3}	99,90mm
D_{B1}	100,74mm
D_{B2}	100,67mm
D_{B3}	100,55mm
H_{T1}	281,18mm
H_{T2}	281,83mm
H_{T3}	281,91mm
D	99,72mm
H	192,08mm

Param. finaux

V_T	$1430cm^3$
V_s	$924cm^3$
V_w	$507cm^3$
σ'_3	399kPa
σ_3	401kPa
ρ_d	**$1737kg/m^3$**
e_f	**0,55**
w_f	**20,39%**
ρ	**$2091kg/m^3$**
A_c	$78,09cm^2$
H_c	18,98cm
B_{chk}	1,00
ε	1,50 µm/s

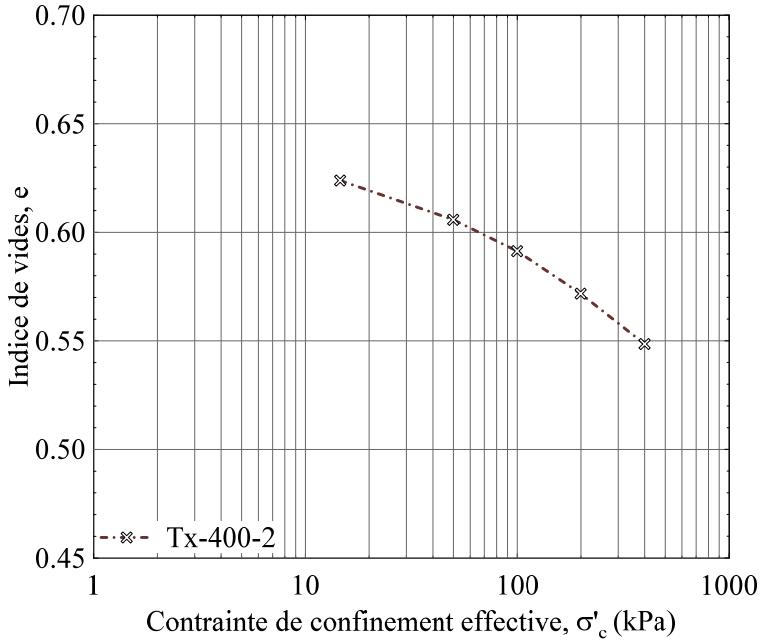
Paliers de consolidation

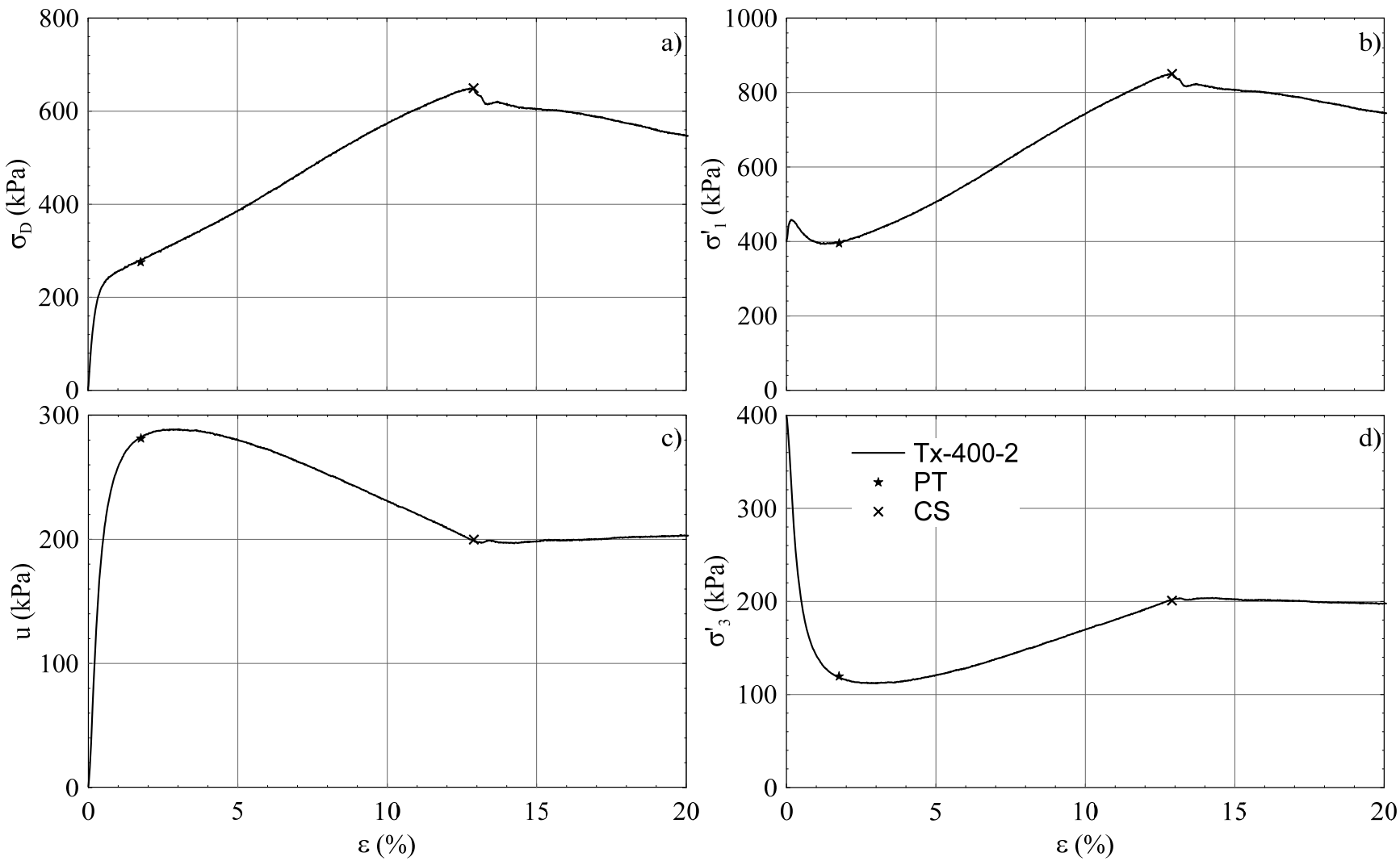
K_0= 1,00

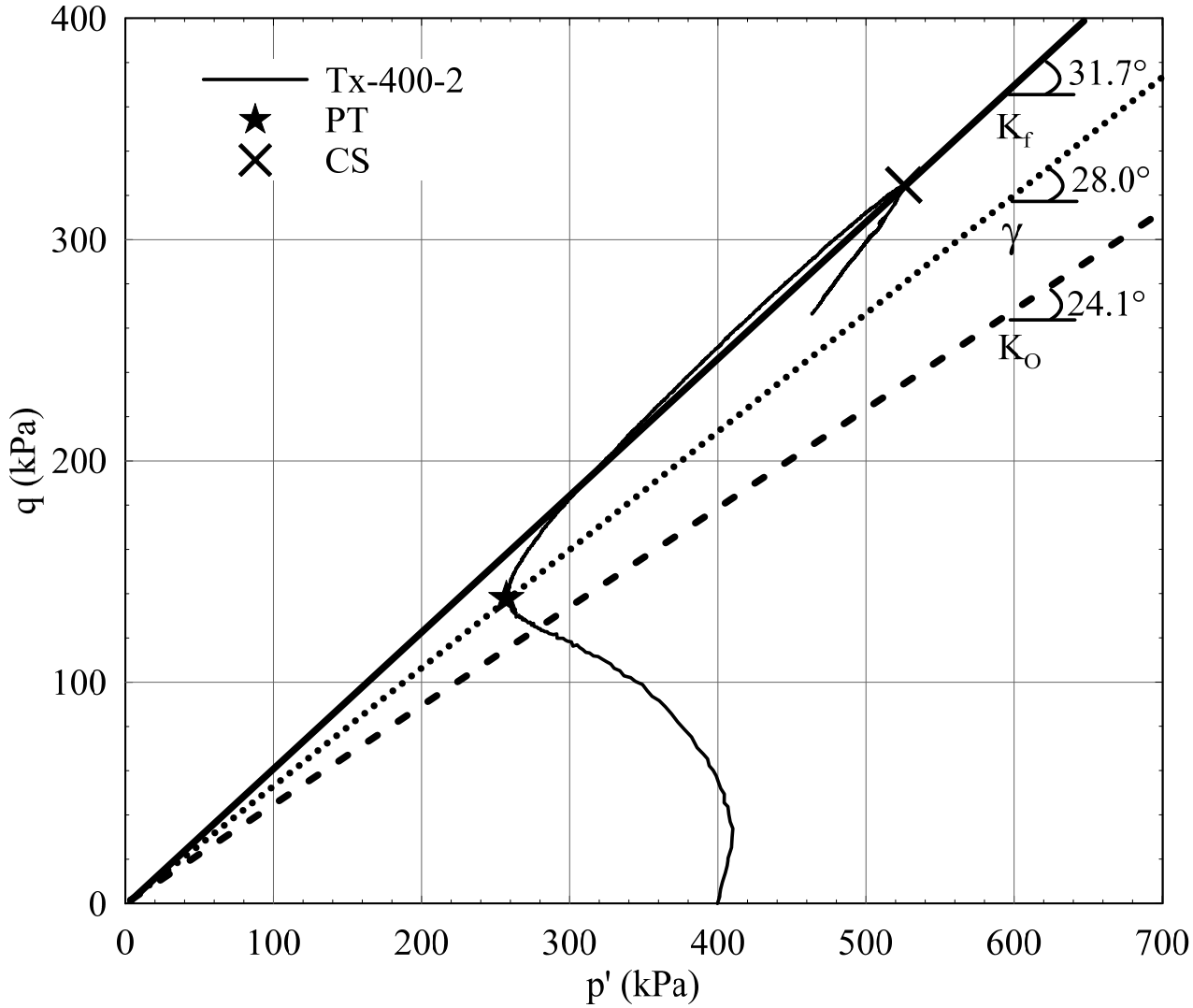
u_1 kPa	**σ_{c1} kPa**	**u_2 kPa**	**σ_{c2} kPa**	**B_{chk} -**	**σ'_3 kPa**	**σ'_1 kPa**	**σ'_m kPa**	**e**	**V_{wi} ml**	**V_{wf} ml**	**V_T cm^3**	**h_i mm**	**h_f mm**	**H_c cm**	**Ac cm^2**	**ρ_d kg/m^3**	**ρ_{sat} kg/m^3**
					15	15	15	0,624			1500			19,21	78,1		
-13,4	1,2	37,4	51,1	1,02	50	50	50	0,606	0,00	16,71	1483	0,00	-0,40	19,17	77,4	1675	2052
1,2	53,3	50,6	100,9	1,04	100	100	100	0,591	0,02	13,35	1470	0,00	-0,36	19,13	76,8	1690	2062
1,0	101,2	103,8	200,8	1,03	199	199	199	0,572	-0,01	18,05	1452	-0,33	-1,12	19,05	76,2	1711	2075
1,5	201,1	201,0	400,7	1,00	399	399	399	0,549	-0,05	21,38	1430	-1,12	-1,88	18,98	75,4	1737	2091
1,4																	

Paramètres liés à la consolidation

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm²/s			k_{sat} cm/s		
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Casagrande	Taylor	Équation	Casagrande	Taylor	Équation
15	0,624										
50	0,606	0,034	0,513	0,316	3,2	0,42	0,31	0,447	1,29E-05	9,58E-06	1,39E-05
100	0,591	0,048	0,288	0,178	5,6	1,14	0,98	1,024	1,99E-05	1,70E-05	1,78E-05
199	0,572	0,065	0,197	0,121	8,3	1,43	1,41	1,597	1,70E-05	1,68E-05	1,90E-05
399	0,549	0,077	0,116	0,071	14,0	2,39	2,11	2,175	1,67E-05	1,48E-05	1,52E-05




a)
b)
c)
d)
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
Tx-400-2
PT
CS
0
200
400
600
800
1000
100
300
5
10
15
20


Tx-400-2
PT
CS
31.7°
K_f
28.0°
γ
24.1°
K_o
q (kPa)
p' (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700

Essai Tx-600-1

Consolidation 600 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,73	16,33	16,41	
M_{t+s+w}	g	163,62	163,59	163,31	
M_{t+s}	g	124,56	124,37	123,37	
$w_{dép.}$	**%**	**36,2**	**36,3**	**37,3**	**36,6**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1358**	**1354**	**1346**	**1353**
$e_{dép.}$		**0,98**	**0,99**	**1,00**	**0,99**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1850**	**1845**	**1848**	**1848**

Param. prélim.

V_T	1492cm^3
V_s	931cm^3
V_w	561cm^3
e_o	0,60
ρ_d	1679kg/m^3

Masse finale

M_t	1058,2g
M_{t+s}	3563,0g
M_s	**2504,8g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,62mm
D_{H2}	100,58mm
D_{H3}	100,64mm
D_{M1}	100,35mm
D_{M2}	100,31mm
D_{M3}	100,02mm
D_{B1}	100,49mm
D_{B2}	100,38mm
D_{B3}	100,47mm
H_{T1}	278,53mm
H_{T2}	279,00mm
H_{T3}	279,57mm
D	100,12mm
H	189,47mm

Param. finaux

V_T	1418cm^3
V_s	931cm^3
V_w	487cm^3
σ'_3	599kPa
σ_3	600kPa
ρ_d	**1766kg/m^3**
e_f	**0,52**
w_f	**19,44%**
ρ	**2110kg/m^3**
A_c	78,73cm^2
H_c	18,72cm
B_{chk}	1,01
ε	1,50 µm/s

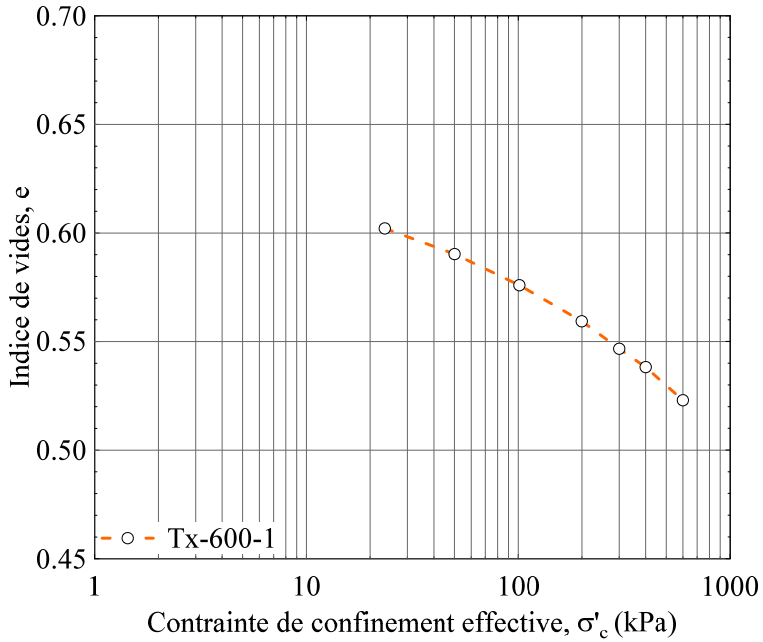
Paliers de consolidation

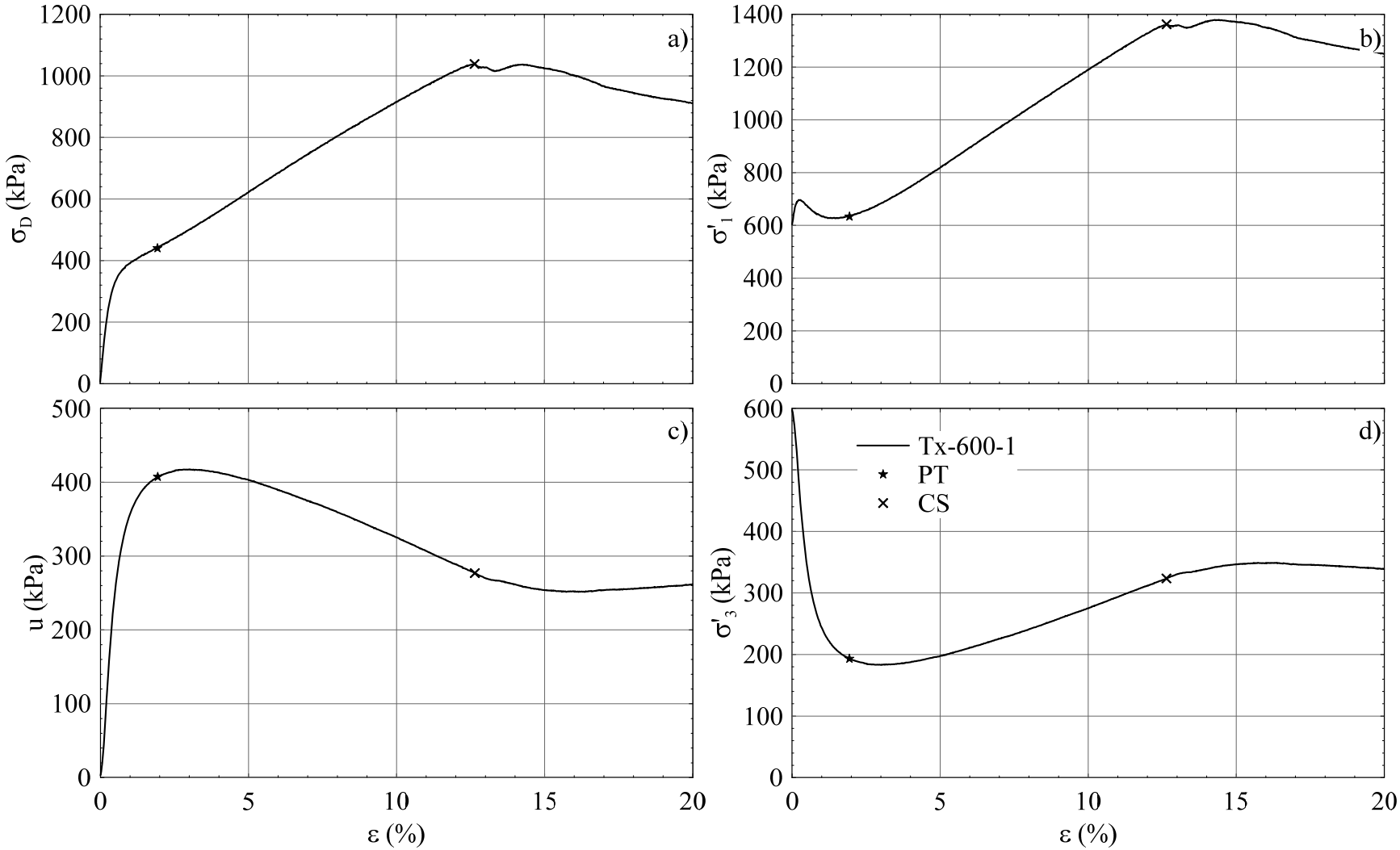
K_0= 1,00

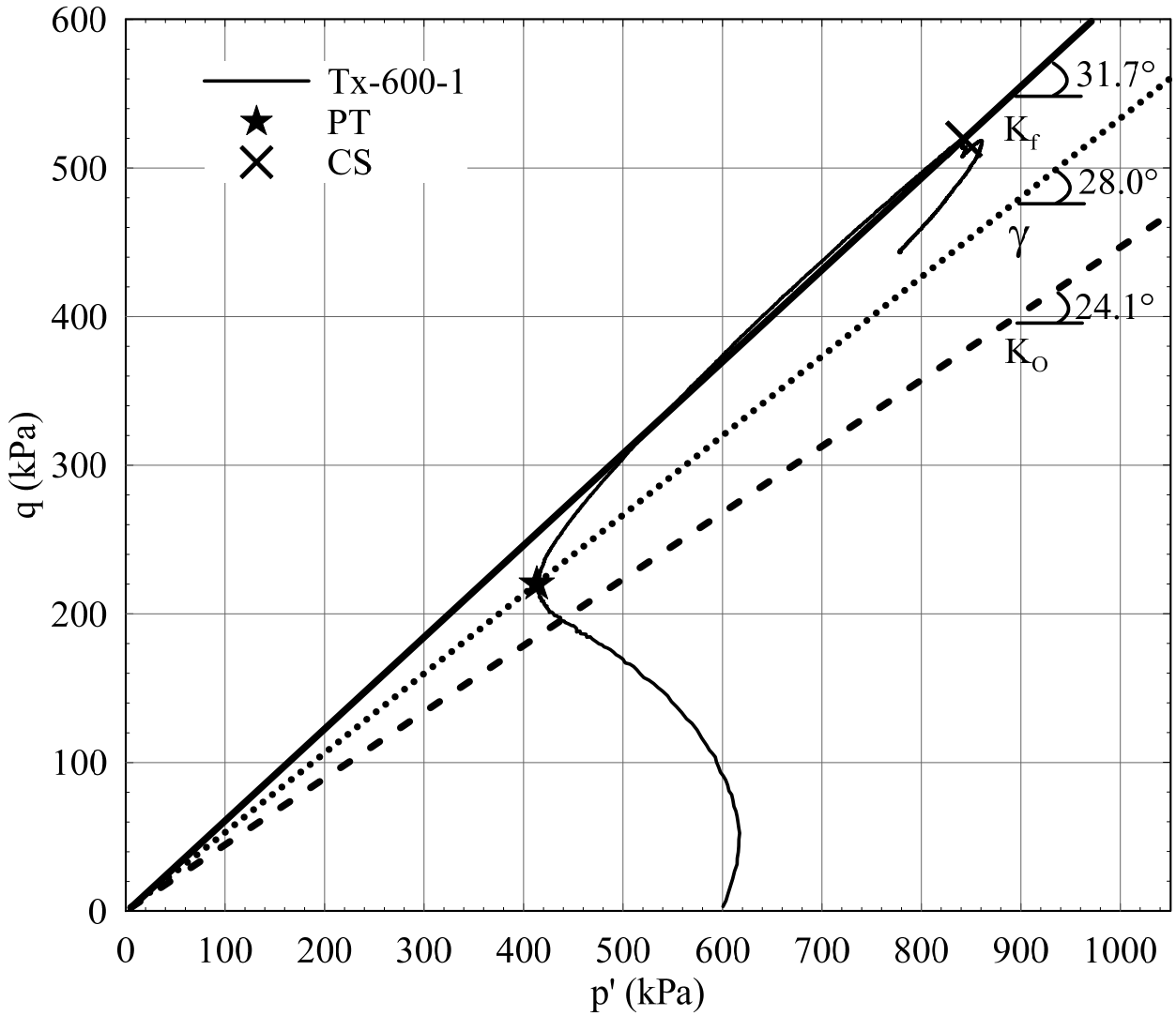
u_1 kPa	**σ_{c1} kPa**	**u_2 kPa**	**σ_{c2} kPa**	**B_{chk} -**	**σ'_3 kPa**	**σ'_1 kPa**	**σ'_m kPa**	**e**	**V_{wi} ml**	**V_{wf} ml**	**V_T cm^3**	**h_i mm**	**h_f mm**	**H_c cm**	**Ac cm^2**	**ρ_d kg/m^3**	**ρ_{sat} kg/m^3**
					23	23	23	0,602			1492			18,95	78,7		
-22,4	1,0	27,8	51,1	1,00	50	50	50	0,590	0,02	11,02	1481	0,00	-0,26	18,92	78,3	1692	2063
1,0	52,8	51,9	101,7	1,04	101	101	101	0,576	0,03	13,39	1467	-0,27	-0,51	18,90	77,7	1707	2072
0,5	102,2	102,5	200,7	1,04	200	200	200	0,559	0,00	15,46	1452	-0,52	-1,04	18,85	77,0	1725	2084
1,1	201,1	106,0	300,5	1,06	300	300	300	0,547	0,00	11,78	1440	-1,04	-1,46	18,80	76,6	1739	2093
0,7	300,9	106,8	400,6	1,06	400	400	400	0,538	0,06	7,93	1432	-1,46	-1,78	18,77	76,3	1749	2099
0,6	400,7	203,2	600,5	1,01	599	599	599	0,523	-0,01	14,20	1418	-1,79	-2,35	18,72	75,8	1766	2110
1,7																	

Paramètres liés à la consolidation

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm²/s			k_{sat} cm/s		
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Casagrande	Taylor	Équation	Casagrande	Taylor	Équation
23	0,602										
50	0,590	0,036	0,444	0,277	3,6	0,801	0,289	0,450	2,18E-05	7,85E-06	1,22E-05
101	0,576	0,047	0,280	0,175	5,7	0,998	1,046	1,035	1,71E-05	1,80E-05	1,78E-05
200	0,559	0,056	0,169	0,105	9,5	1,518	1,438	1,599	1,57E-05	1,49E-05	1,65E-05
300	0,547	0,072	0,126	0,079	12,7	1,999	1,931	1,936	1,55E-05	1,49E-05	1,50E-05
400	0,538	0,067	0,084	0,053	19,0	2,477	2,073	2,176	1,28E-05	1,07E-05	1,12E-05
599	0,523	0,087	0,077	0,048	20,9	2,649	2,362	2,511	1,25E-05	1,11E-05	1,18E-05




a)
b)
c)
d)
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
Tx-600-1
PT
CS
0
200
400
600
800
1000
1200
1400
100
300
500
5
10
15
20


Tx-600-1
PT
CS
31.7°
K_f
28.0°
γ
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000

Essai Tx-30-1P

Consolidation 30 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,91	16,53	16,57	
M_{t+s+w}	g	163,37	163,82	162,83	
M_{t+s}	g	124,33	124,66	123,71	
$w_{dép.}$	**%**	**36,3**	**36,2**	**36,5**	**36,4**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1353**	**1355**	**1348**	**1352**
$e_{dép.}$		**0,99**	**0,99**	**1,00**	**0,99**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1845**	**1845**	**1840**	**1843**

Param. prélim.

V_T	$1523cm^3$
V_s	$918cm^3$
V_w	$606cm^3$
e_o	0,66
ρ_d	$1620kg/m^3$

Masse finale

M_t	1018,1g
M_{t+s}	3486,5g
M_s	**2468,4g**

Dim. échant.

D_{H1}	101,18mm
D_{H2}	101,17mm
D_{H3}	101,17mm
D_{M1}	101,99mm
D_{M2}	101,87mm
D_{M3}	102,00mm
D_{B1}	101,87mm
D_{B2}	101,80mm
D_{B3}	101,63mm
H_{T1}	267,02mm
H_{T2}	265,51mm
H_{T3}	266,85mm
D	101,33mm
H	188,92mm

Param. finaux

V_T	$1500cm^3$
V_s	$918cm^3$
V_w	$583cm^3$
σ'_3	29kPa
σ_3	100kPa
ρ_d	**$1645kg/m^3$**
e_f	**0,63**
w_f	**23,60%**
ρ	**$2034kg/m^3$**
A_c	$80,64cm^2$
H_c	18,89cm
B_{chk}	0,99
ε	1,50 µm/s

Paliers de consolidation

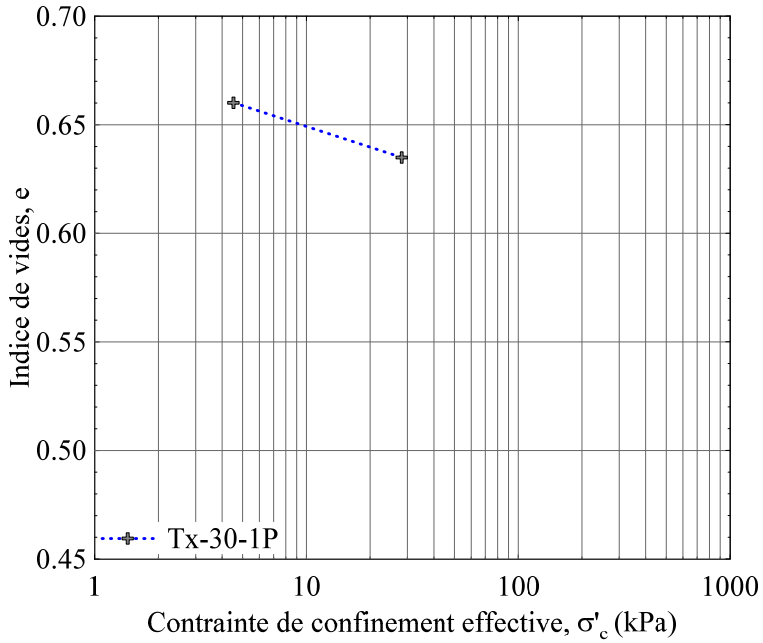
K_0= 1,00

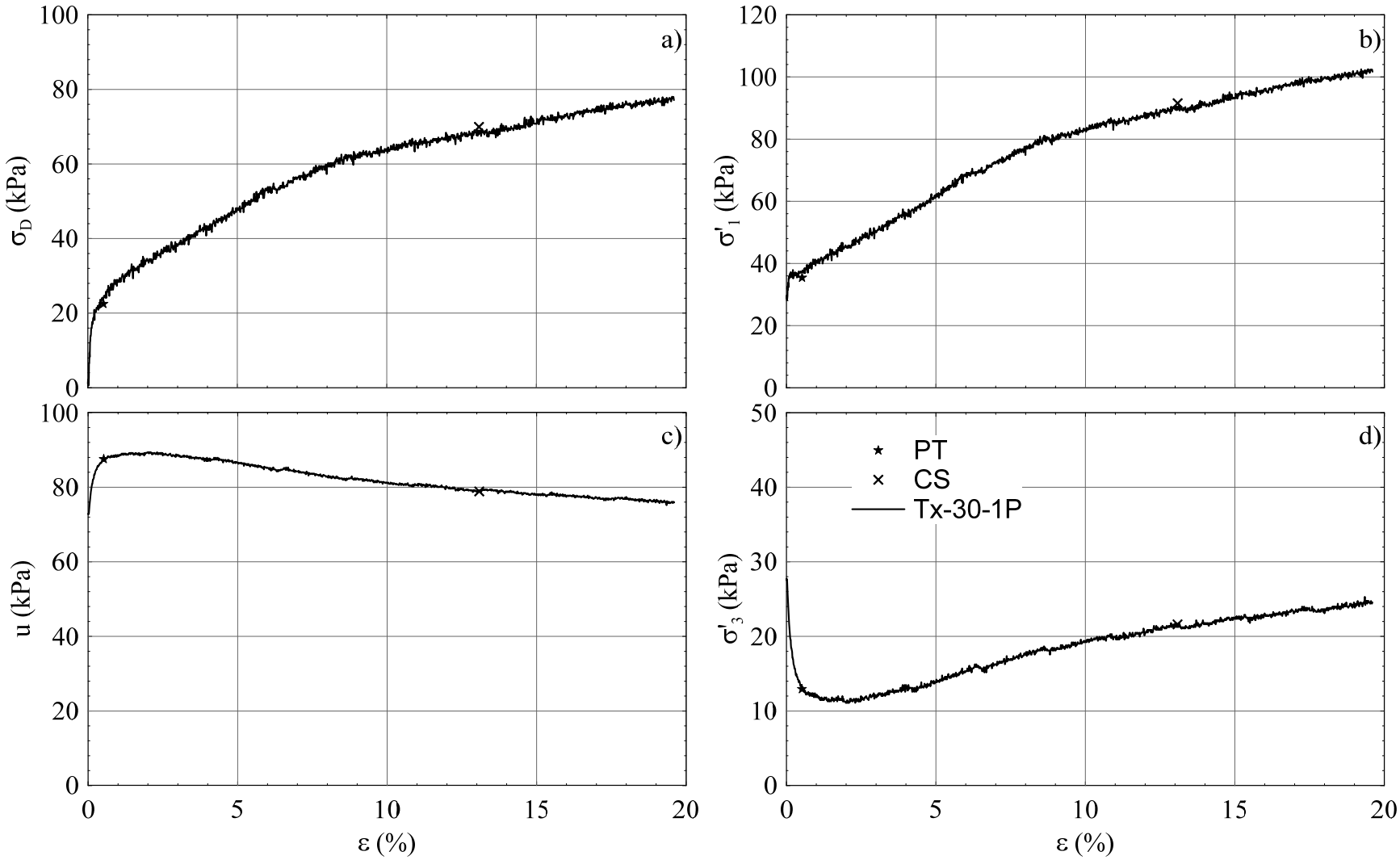
u_1 kPa	σ_{c1} kPa	u_2 kPa	σ_{c2} kPa	B_{chk} -	σ'_3 kPa	σ'_1 kPa	σ'_m kPa	e	V_{wi} ml	V_{wf} ml	V_T cm^3	h_i mm	h_f mm	H_c cm	Ac cm^2	ρ_d kg/m^3	ρ_{sat} kg/m^3
					5	5	5	0,660			1523			18,89	80,6		
-2,9	1,7	21,1	25,0	1,02	28	28	28	0,635	0,01	23,13	1500	0,00	-0,05	18,89	79,4	1645	2034
1,3	29,5	71,8	100,5	0,99	29	29	29	0,635									

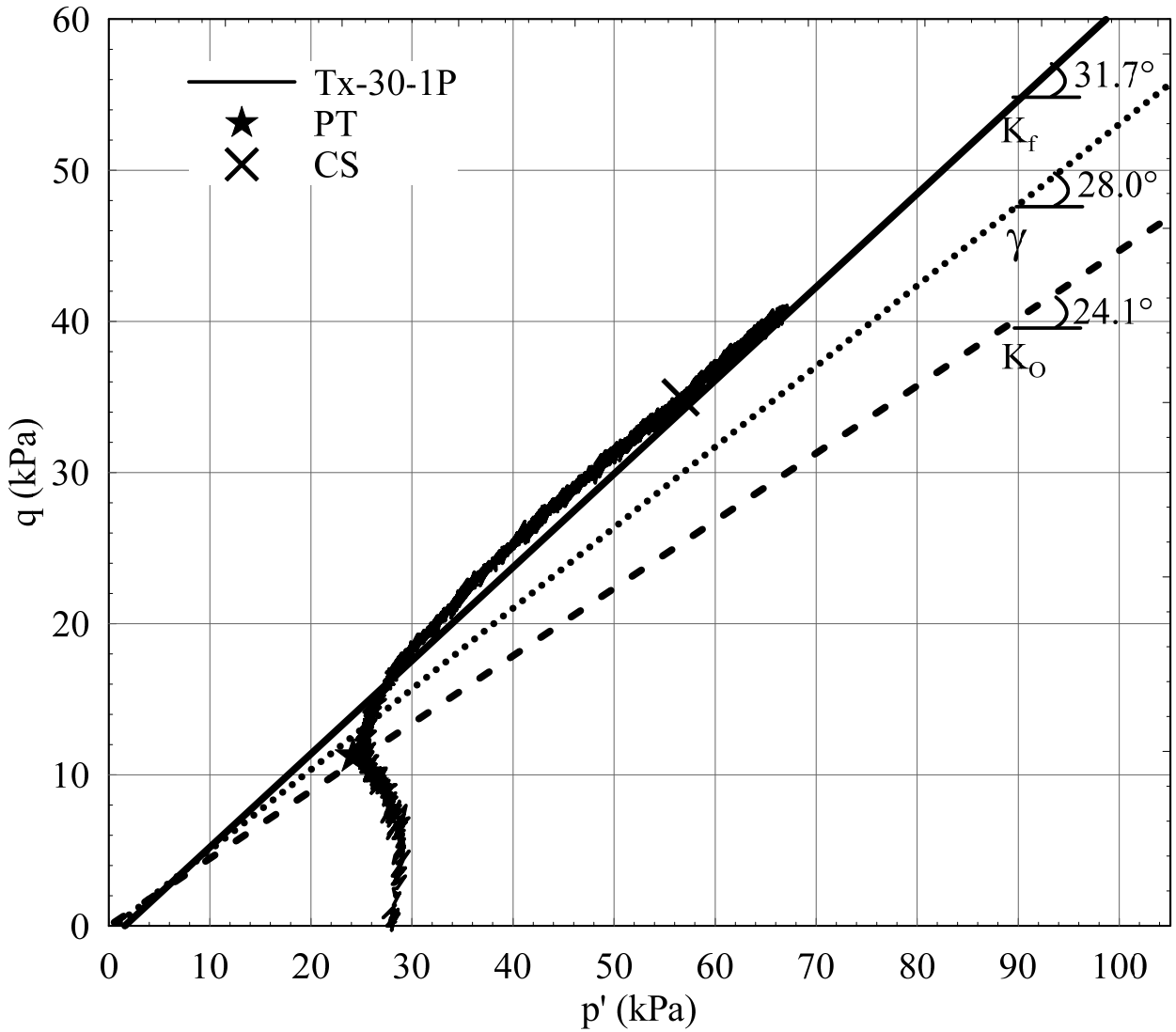
Note: La pression cellulaire a été augmentée de 75 kPa en conditions CU. Le cisaillement est amorcé ensuite.
Exceptionnellement, une succion de 5 kPa a été appliqué pendant la phase de densification

Paramètres liés à la consolidation

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm^2/s	k_{sat} cm/s
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Équation	Équation
5	0,660						
28	0,635	0,036	1,066	0,642	1,6	N/A	N/A




a)
b)
c)
d)
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
PT
CS
Tx-30-1P


Tx-30-1P
PT
CS
31.7°
K_f
28.0°
γ
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100

Essai Tx-200-1P

Consolidation 200 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,80	16,38	16,46	
M_{t+s+w}	g	162,35	162,89	163,10	
M_{t+s}	g	123,95	123,69	124,12	
$w_{dép.}$	**%**	**35,8**	**36,5**	**36,2**	**36,2**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1349**	**1345**	**1355**	**1350**
$e_{dép.}$		**0,99**	**1,00**	**0,99**	**0,99**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1833**	**1836**	**1845**	**1838**

Param. prélim.

V_T	1488cm^3
V_s	917cm^3
V_w	571cm^3
e_o	0,62
ρ_d	1658kg/m^3

Masse finale

M_t	1468,9g
M_{t+s}	3936,2g
M_s	**2467,3g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,95mm
D_{H2}	100,99mm
D_{H3}	100,96mm
D_{M1}	100,49mm
D_{M2}	100,66mm
D_{M3}	100,67mm
D_{B1}	100,60mm
D_{B2}	100,56mm
D_{B3}	100,64mm
H_{T1}	276,55mm
H_{T2}	277,60mm
H_{T3}	278,18mm
D	100,42mm
H	187,88mm

Param. finaux

V_T	1444cm^3
V_s	917cm^3
V_w	527cm^3
σ'_3	201kPa
σ_3	400kPa
ρ_d	**1709kg/m^3**
e_f	**0,57**
w_f	**21,35%**
ρ	**2106kg/m^3**
A_c	79,20cm^2
H_c	18,66cm
B_{chk}	1,01
ε	1,50 µm/s

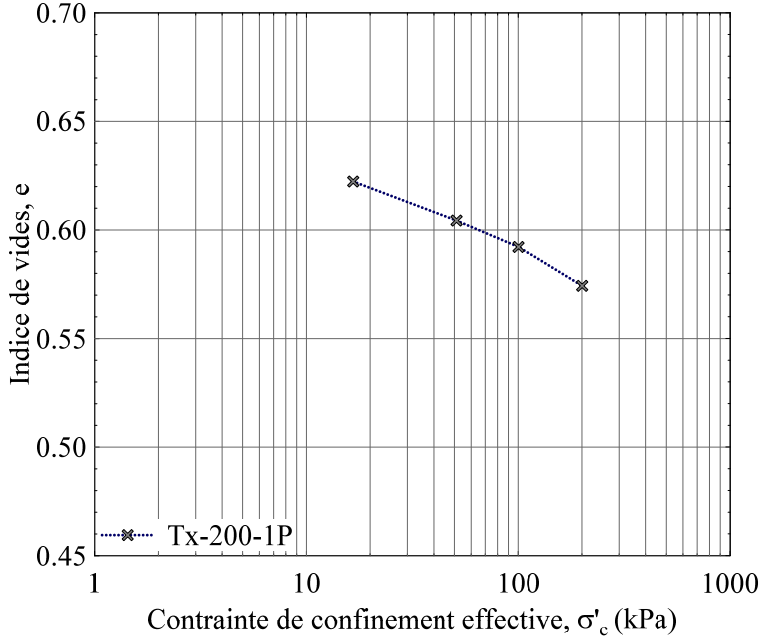
Paliers de consolidation

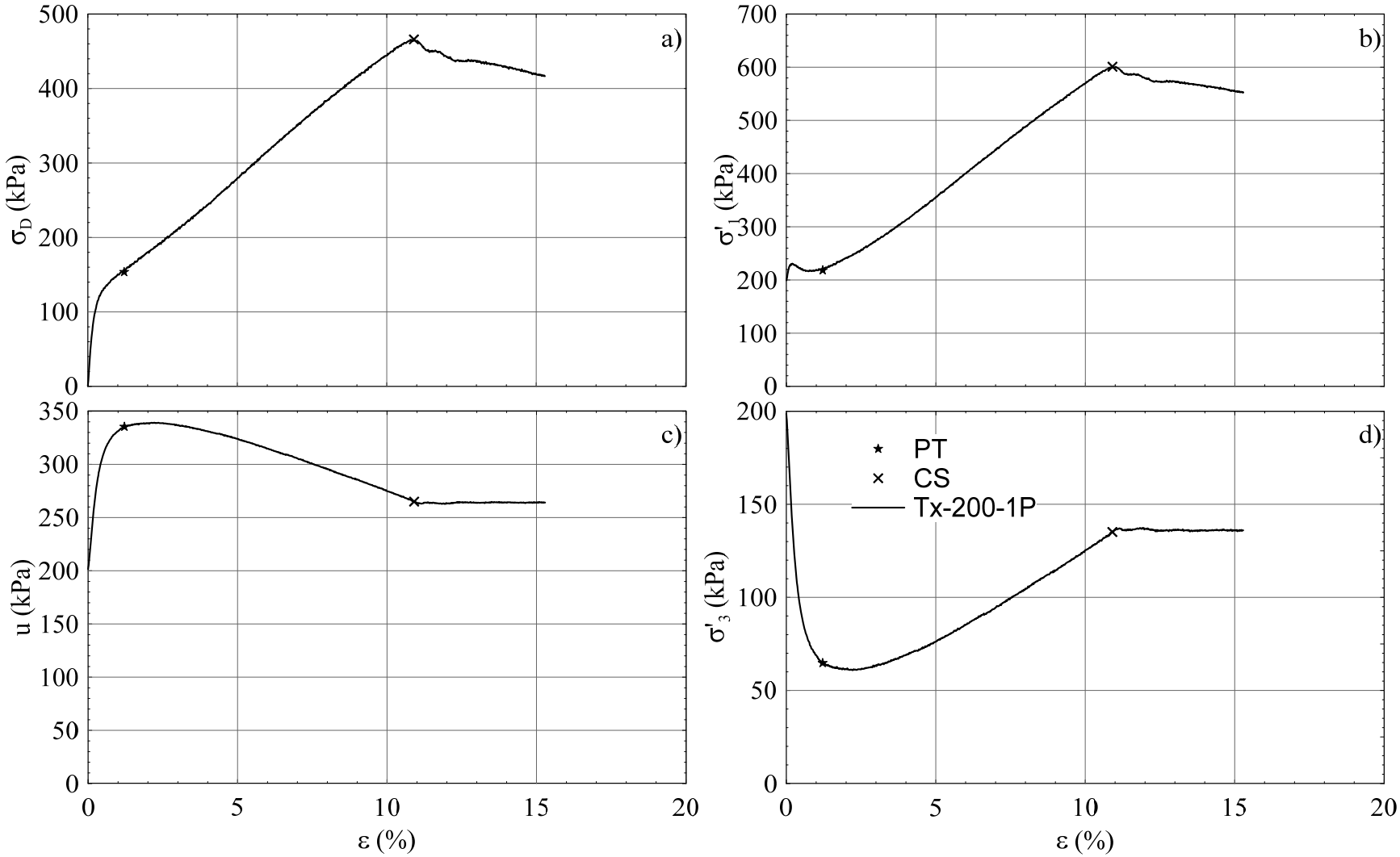
K_0= 1,00

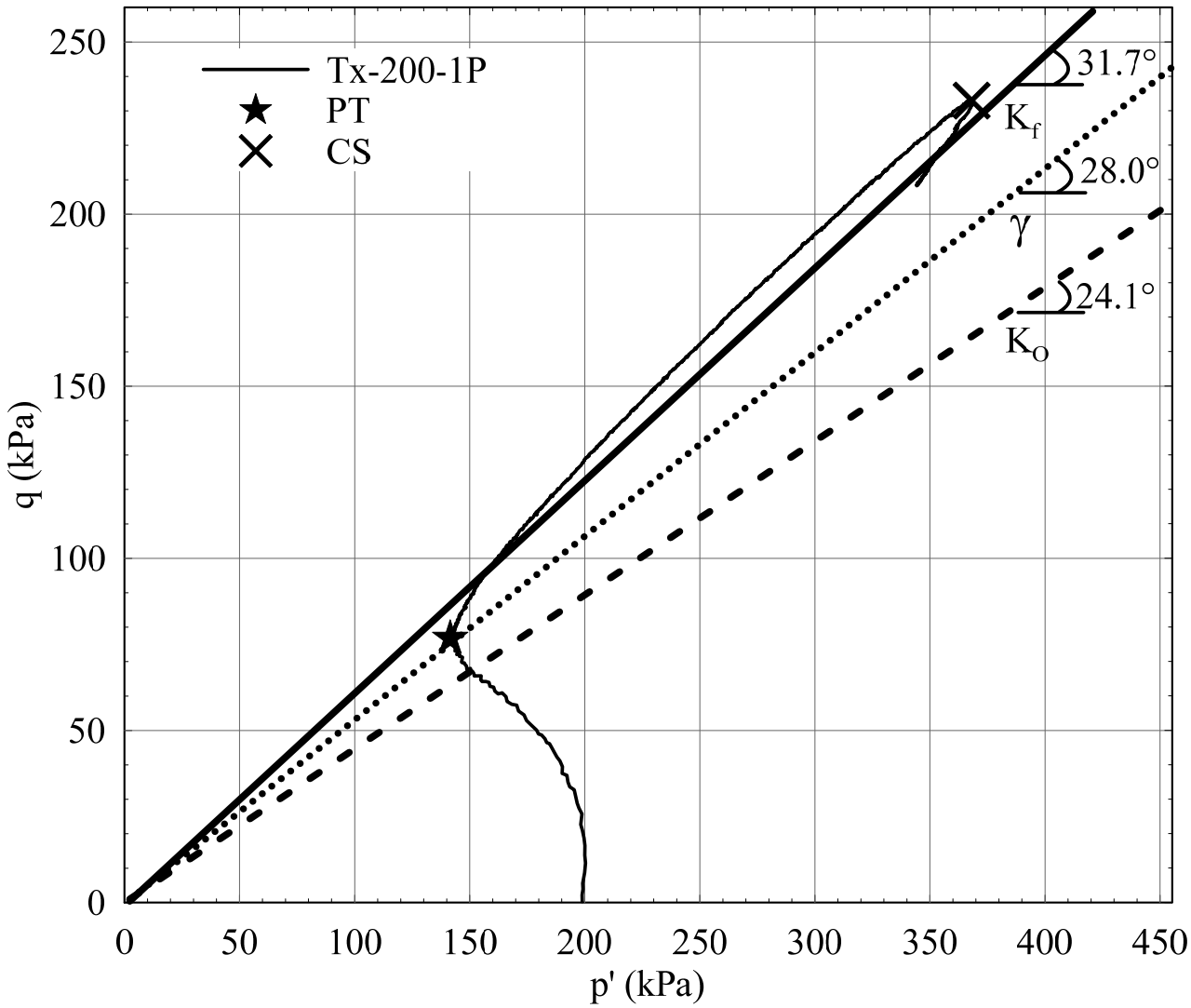
u_1 kPa	σ_{c1} kPa	u_2 kPa	σ_{c2} kPa	B_{chk} -	σ'_3 kPa	σ'_1 kPa	σ'_m kPa	e	V_{wi} ml	V_{wf} ml	V_T cm^3	h_i mm	h_f mm	H_c cm	Ac cm^2	ρ_d kg/m^3	ρ_{sat} kg/m^3
					17	17	17	0,622			1488			18,79	79,2		
-15,8	0,8	35,7	51,7	1,01	51	51	51	0,604	0,02	16,53	1472	0,00	-0,30	18,76	78,4	1677	2053
0,6	55,3	48,6	100,8	1,06	100	100	100	0,592	-0,02	11,13	1460	-0,31	-0,71	18,72	78,0	1690	2061
0,4	101,1	100,0	200,7	1,00	200	200	200	0,574	0,04	16,45	1444	-0,68	-1,23	18,66	77,4	1709	2074
0,3	201,1	200,9	400,2	1,01	400	400	400	0,574									

Paramètres liés à la consolidation

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v	k_{sat}
						cm^2/s	cm/s
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Équation	Équation
17	0,622						
51	0,604	0,037	0,521	0,321	3,1	0,469	1,48E-05
100	0,592	0,042	0,247	0,152	6,6	1,028	1,54E-05
200	0,574	0,060	0,179	0,110	9,1	1,602	1,73E-05




a)
b)
c)
d)
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
PT
CS
Tx-200-1P


Tx-200-1P
PT
CS
31.7°
K_f
28.0°
γ
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450

Essai Tx-76-1L

Consolidation 76 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,81	16,40	16,48	
M_{t+s+w}	g	163,60	163,41	163,78	
M_{t+s}	g	124,66	124,34	124,89	
$w_{dép.}$	**%**	**36,1**	**36,2**	**35,9**	**36,1**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1358**	**1352**	**1364**	**1358**
$e_{dép.}$		**0,98**	**0,99**	**0,97**	**0,98**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1849**	**1842**	**1853**	**1848**

Param. prélim.

V_T	$1501cm^3$
V_s	$918cm^3$
V_w	$584cm^3$
e_o	0,64
ρ_d	$1644kg/m^3$

Masse finale

M_t	1069,7g
M_{t+s}	3538,3g
M_s	**2468,6g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,88mm
D_{H2}	100,62mm
D_{H3}	100,60mm
D_{M1}	100,59mm
D_{M2}	100,55mm
D_{M3}	100,28mm
D_{B1}	100,48mm
D_{B2}	100,49mm
D_{B3}	100,43mm
H_{T1}	279,30mm
H_{T2}	279,79mm
H_{T3}	280,36mm
D	100,24mm
H	190,26mm

Param. finaux

V_T	$1454cm^3$
V_s	$918cm^3$
V_w	$536cm^3$
σ'_3	77kPa
σ_3	76kPa
ρ_d	**$1698kg/m^3$**
e_f	**0,58**
w_f	**21,72%**
ρ	**$2067kg/m^3$**
A_c	$78,92cm^2$
H_c	18,51cm
B_{chk}	1,00
ε	1,00 kN

Paliers de consolidation

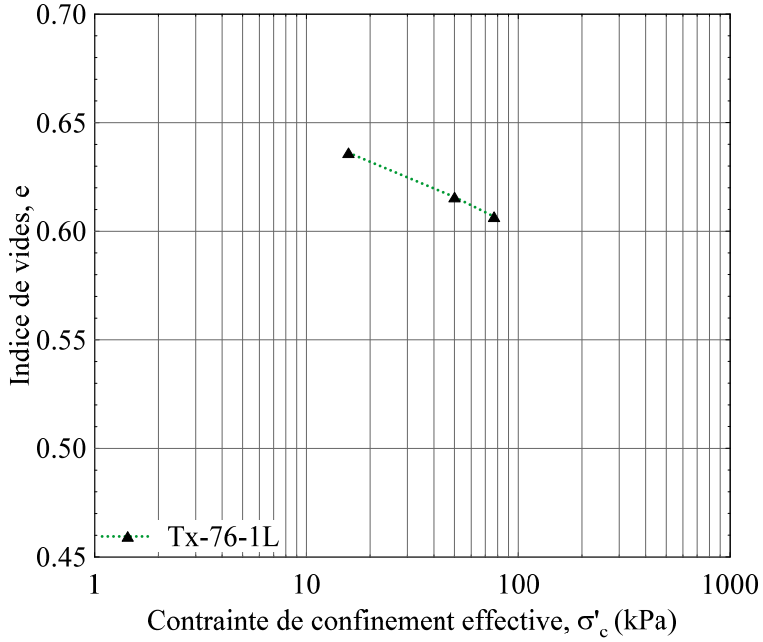
K_0= 0,38

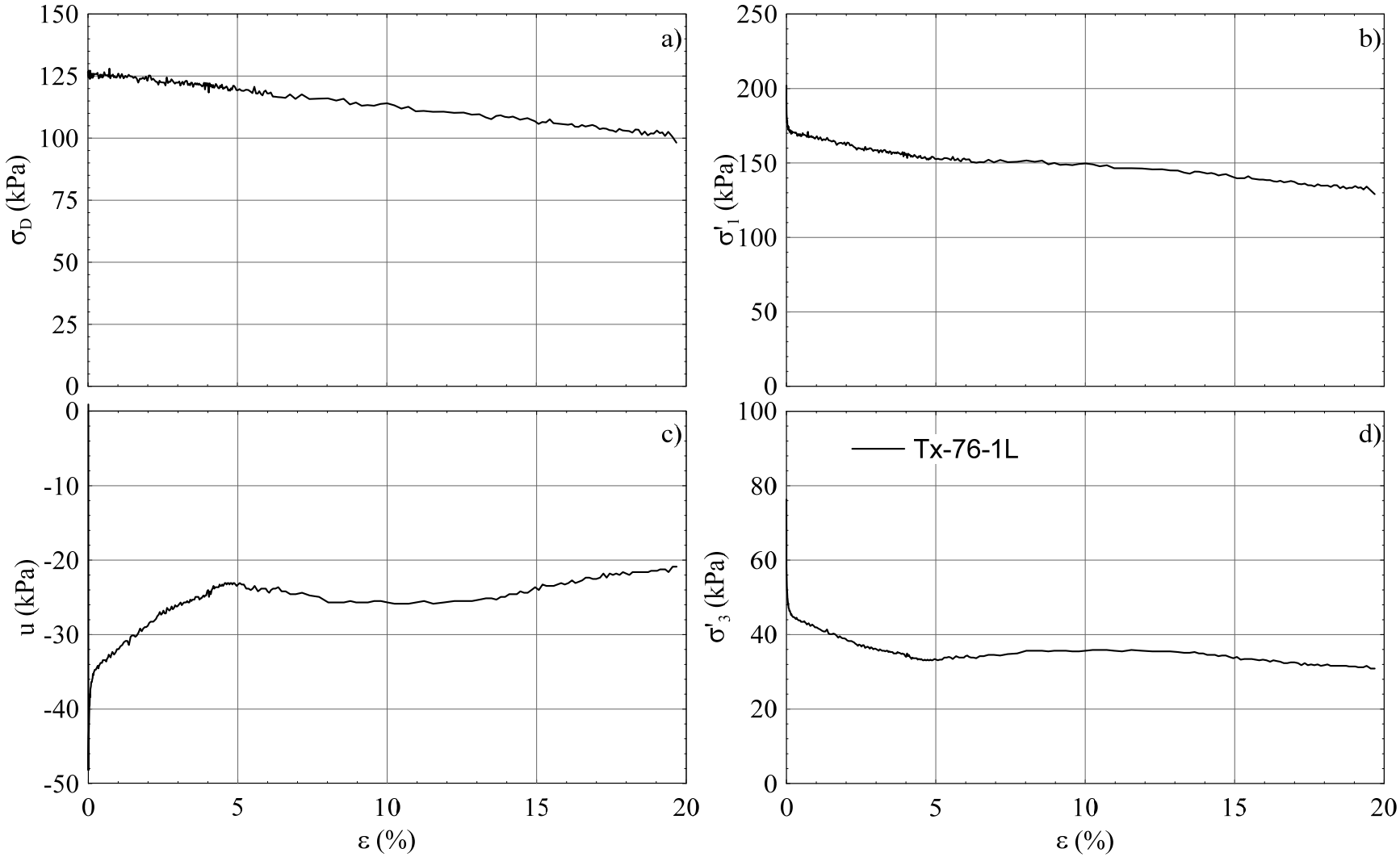
u_1 kPa	**σ_{c1} kPa**	**u_2 kPa**	**σ_{c2} kPa**	**B_{chk} -**	**σ'_3 kPa**	**σ'_1 kPa**	**σ'_m kPa**	**e**	**V_{wi} ml**	**V_{wf} ml**	**V_T cm^3**	**h_i mm**	**h_f mm**	**H_c cm**	**Ac cm^2**	**ρ_d kg/m^3**	**ρ_{sat} kg/m^3**
					16	16	16	0,636			1501			19,03	78,9		
-14,7	1,1	34,6	50,5	1,00	50	50	50	0,616	-0,01	18,72	1483	0,00	-0,40	18,99	78,1	1665	2046
0,5	52,4	26,2	76,5	1,07	77	77	77	0,607	0,05	8,32	1474	-0,39	-0,58	18,97	77,7	1674	2052
-0,5					77	202	119	0,584	0,00	20,62	1454	-0,91	-5,50	18,51	78,6	1698	2067

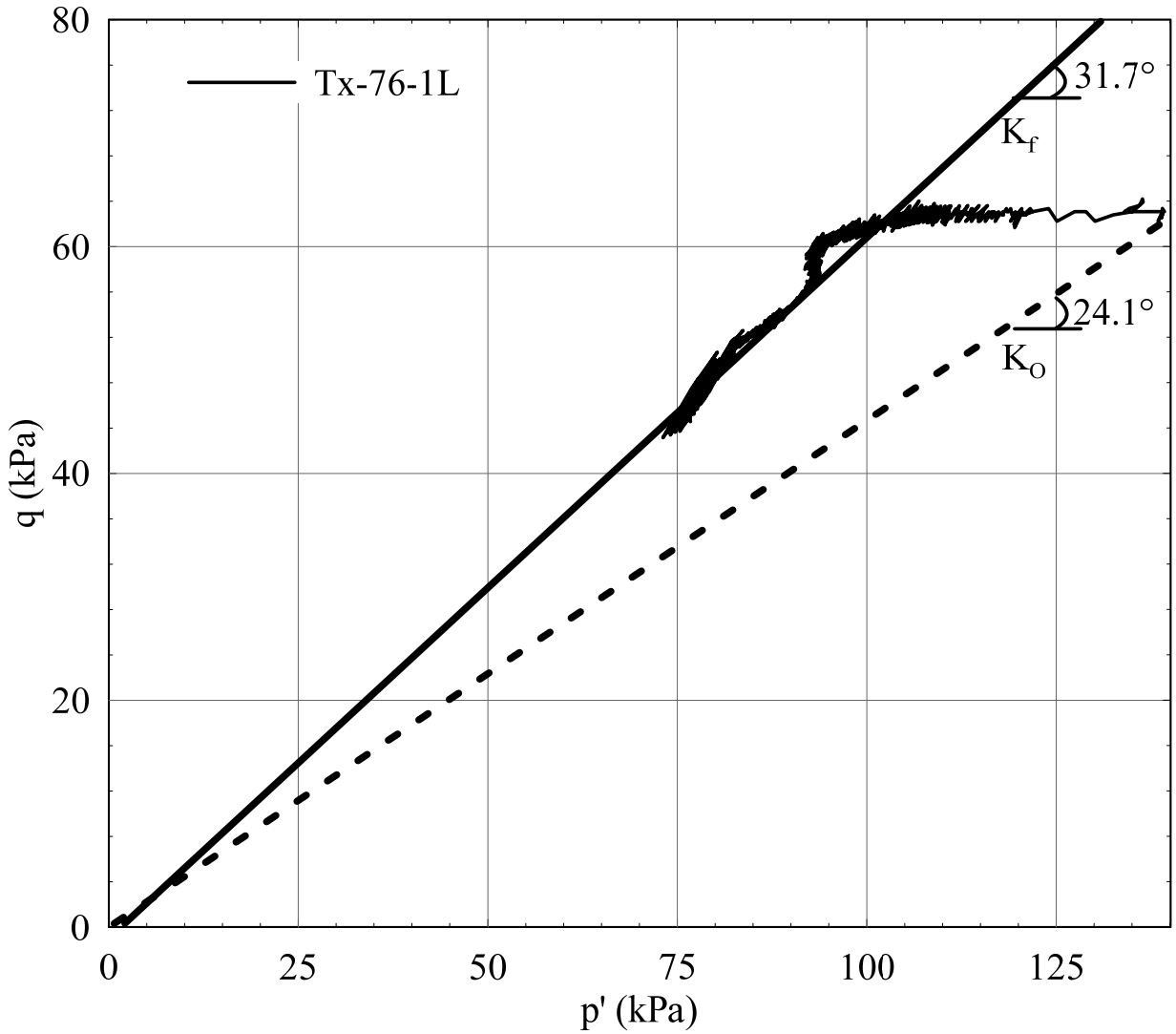
Notes: *Après la condition anisotrope, le confinement isotrope est enlevée subitement.
**Pendant la perte de confinement, la presse enregistre la force.

Paramètres liés à la consolidation pour les conditions isotropes

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm^2/s	k_{sat} cm/s
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Équation	Équation
16	0,636						
50	0,616	0,041	0,596	0,364	2,7	0,450	1,61E-05
77	0,607	0,048	0,336	0,205	4,9	0,807	1,62E-05




a)
b)
c)
d)
Tx-76-1L
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
ε (%)
ε (%)
150
125
100
75
50
25
0
250
200
150
100
50
0
0
-10
-20
-30
-40
-50
100
80
60
40
20
0
0
5
10
15
20
0
5
10
15
20


Tx-76-1L
31.7°
K_f
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
20
40
60
80
0
25
50
75
100
125

Essai Tx-76-2L

Consolidation 76 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,88	16,45	16,53	
M_{t+s+w}	g	162,87	163,33	163,57	
M_{t+s}	g	124,37	124,28	124,99	
$w_{dép.}$	**%**	**35,8**	**36,2**	**35,6**	**35,9**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1354**	**1351**	**1365**	**1356**
$e_{dép.}$		**0,99**	**0,99**	**0,97**	**0,98**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1839**	**1840**	**1850**	**1843**

Param. prélim.

V_T	$1490cm^3$
V_s	$915cm^3$
V_w	$575cm^3$
e_o	0,63
ρ_d	$1652kg/m^3$

Masse finale

M_t	1102,0g
M_{t+s}	3563,9g
M_s	**2461,9g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,73mm
D_{H2}	100,84mm
D_{H3}	100,75mm
D_{M1}	100,84mm
D_{M2}	100,65mm
D_{M3}	100,73mm
D_{B1}	100,61mm
D_{B2}	100,69mm
D_{B3}	100,61mm
H_{T1}	266,12mm
H_{T2}	265,55mm
H_{T3}	265,49mm
D	100,41mm
H	188,18mm

Param. finaux

V_T	$1449cm^3$
V_s	$915cm^3$
V_w	$533cm^3$
σ'_3	75kPa
σ_3	76kPa
ρ_d	**$1699kg/m^3$**
e_f	**0,58**
w_f	**21,67%**
ρ	**$2068kg/m^3$**
A_c	$79,19cm^2$
H_c	18,42cm
B_{chk}	0,99
ε	1,00E-06 µm/s

Paliers de consolidation

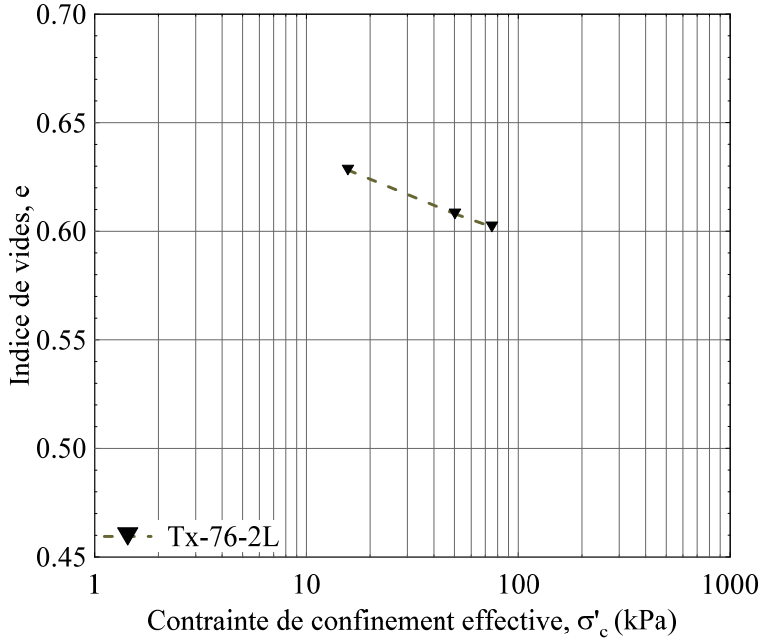
K_0= 0,38

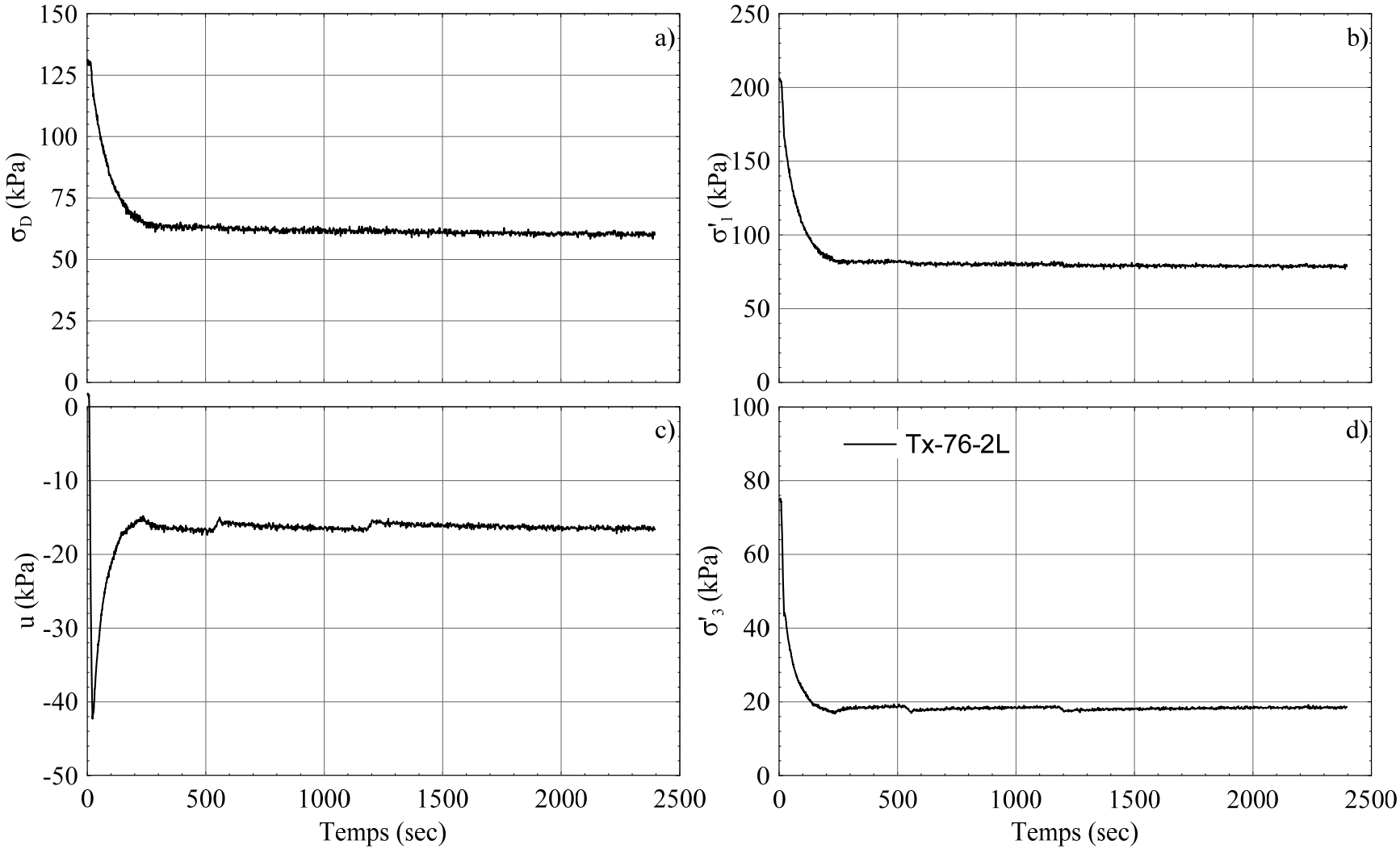
u_1 kPa	σ_{c1} kPa	u_2 kPa	σ_{c2} kPa	B_{chk} -	σ'_3 kPa	σ'_1 kPa	σ'_m kPa	e	V_{wi} ml	V_{wf} ml	V_T cm^3	h_i mm	h_f mm	H_c cm	Ac cm^2	ρ_d kg/m^3	ρ_{sat} kg/m^3
					16	16	16	0,628			1490			18,82	79,2		
-14,8	0,9	34,9	50,9	0,99	50	50	50	0,608	-0,01	18,49	1472	0,00	-0,28	18,79	78,3	1673	2051
0,6	54,4	25,6	76,5	1,13	75	75	75	0,602	-0,02	5,44	1466	24,66	24,50	18,77	78,1	1679	2055
1,3					75	204	118	0,583	0,02	17,48	1449	-0,22	-3,74	18,42	78,6	1699	2068

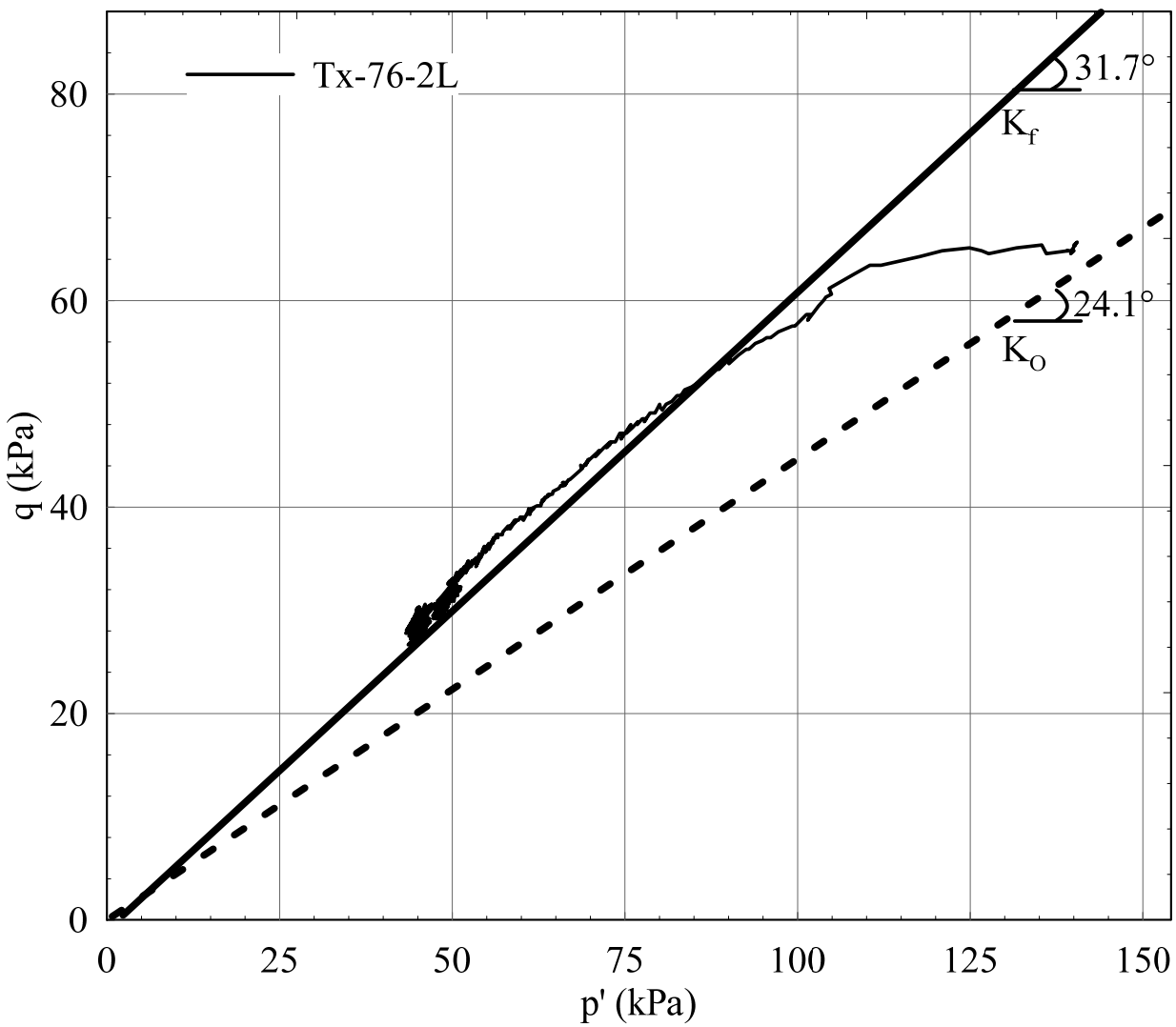
Notes: *Après la condition anisotrope, le confinement isotrope est enlevée subitement.
**Pendant la perte de confinement, la presse enregistre la force, mais reste fixe.

Paramètres liés à la consolidation pour les conditions isotropes

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm^2/s	k_{sat} cm/s
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Équation	Équation
16	0,628						
50	0,608	0,040	0,584	0,359	2,8	0,454	1,60E-05
75	0,602	0,034	0,240	0,147	6,8	0,788	1,14E-05




a)
b)
c)
d)
Tx-76-2L
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
Temps (sec)
Temps (sec)
150
125
100
75
50
25
0
250
200
150
100
50
0
0
-10
-20
-30
-40
-50
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500


Tx-76-2L
31.7°
K_f
24.1°
K_O
q (kPa)
p' (kPa)
0
20
40
60
80
0
25
50
75
100
125
150

Essai Tx-152-1L

Consolidation 152 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,90	16,49	16,55	
M_{t+s+w}	g	162,20	162,07	162,55	
M_{t+s}	g	122,93	122,41	123,43	
$w_{dép.}$	**%**	**37,0**	**37,4**	**36,6**	**37,0**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1335**	**1327**	**1345**	**1336**
$e_{dép.}$		**1,01**	**1,03**	**1,00**	**1,01**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1830**	**1824**	**1837**	**1830**

Param. prélim.

V_T	1470cm^3
V_s	902cm^3
V_w	568cm^3
e_o	0,63
ρ_d	1650kg/m^3

Masse finale

M_t	1070,9g
M_{t+s}	3496,6g
M_s	**2425,7g**

Dim. échant.

D_{H1}	101,00mm
D_{H2}	100,84mm
D_{H3}	100,89mm
D_{M1}	100,93mm
D_{M2}	100,75mm
D_{M3}	100,68mm
D_{B1}	100,85mm
D_{B2}	100,70mm
D_{B3}	100,76mm
H_{T1}	262,37mm
H_{T2}	262,90mm
H_{T3}	263,01mm
D	100,52mm
H	185,22mm

Param. finaux

V_T	1408cm^3
V_s	902cm^3
V_w	506cm^3
σ'_3	152kPa
σ_3	152kPa
ρ_d	**1723kg/m^3**
e_f	**0,56**
w_f	**20,88%**
ρ	**2082kg/m^3**
A_c	79,35cm^2
H_c	17,97cm
B_{chk}	1,01
ε	1,00E-06 µm/s

Paliers de consolidation

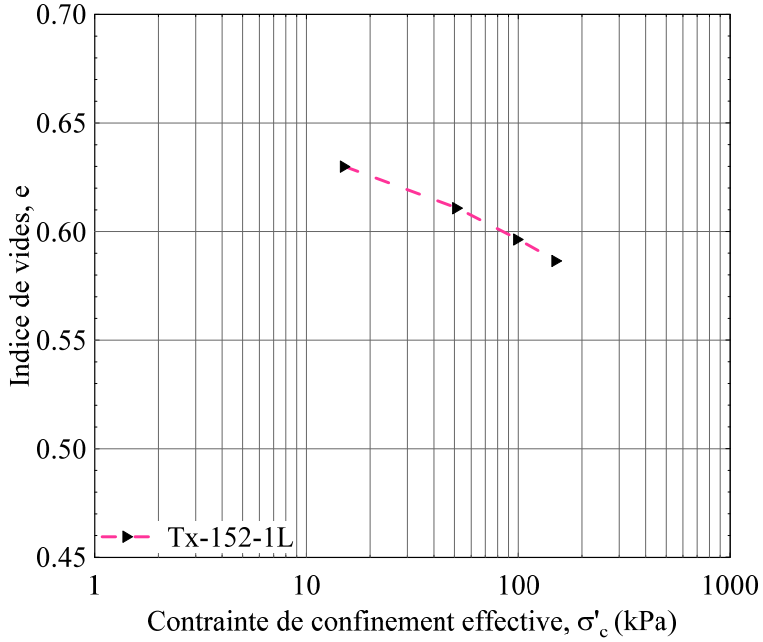
K_0= 0,38

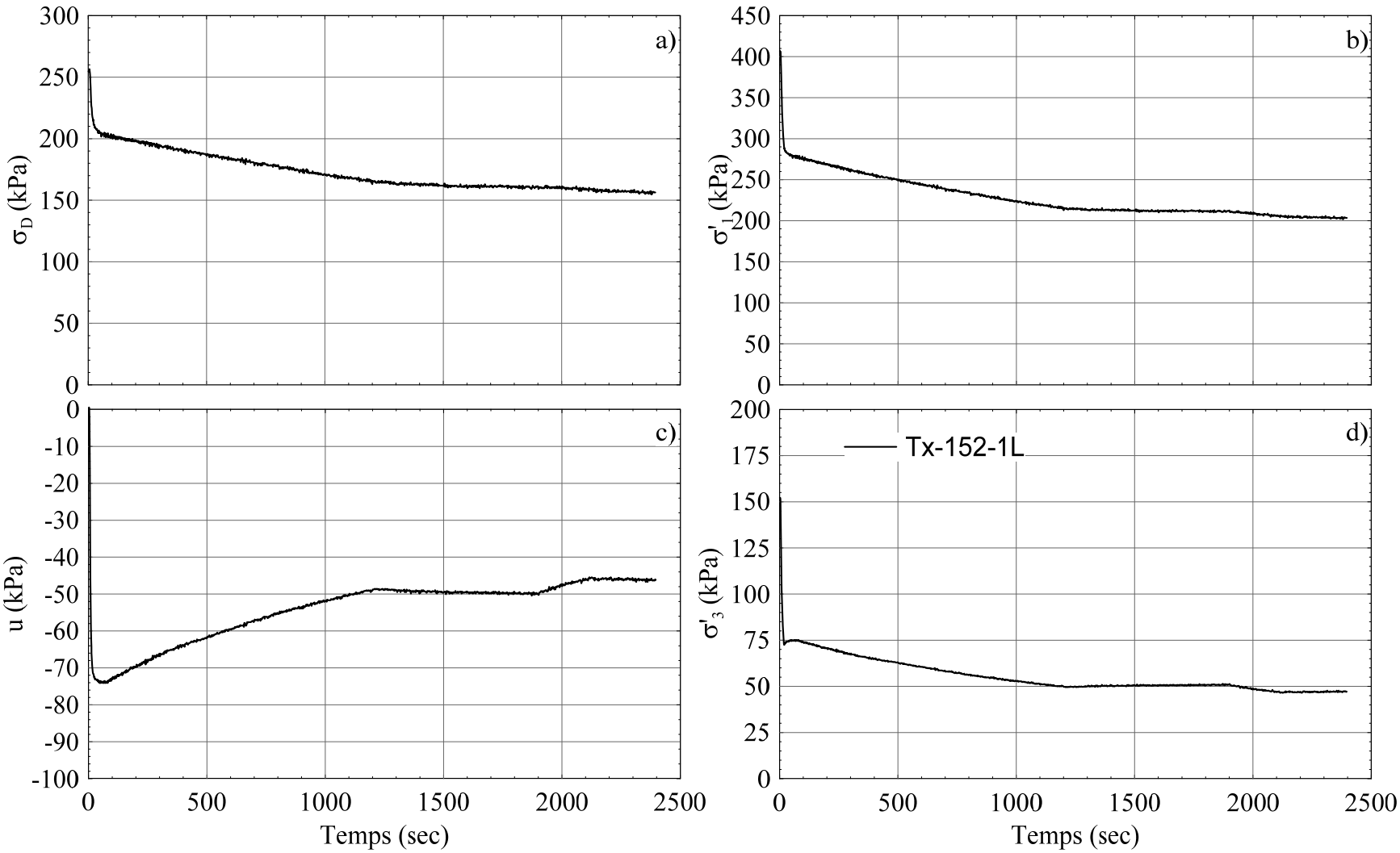
u_1 kPa	**σ_{c1} kPa**	**u_2 kPa**	**σ_{c2} kPa**	**B_{chk} -**	**σ'_3 kPa**	**σ'_1 kPa**	**σ'_m kPa**	**e**	**V_{wi} ml**	**V_{wf} ml**	**V_T cm^3**	**h_i mm**	**h_f mm**	**H_c cm**	**Ac cm^2**	**ρ_d kg/m^3**	**ρ_{sat} kg/m^3**
					15	15	15	0,630			1470			18,52	79,4		
-13,5	1,8	36,2	51,2	1,01	52	52	52	0,611	0,01	17,27	1453	0,00	-0,23	18,50	78,5	1670	2049
0,6	52,4	50,7	100,0	1,05	100	100	100	0,596	0,05	13,04	1440	-0,20	-0,48	18,47	77,9	1685	2059
0,3	100,5	57,4	152,5	1,10	152	152	152	0,586	0,02	8,93	1431	-0,44	-0,71	18,44	77,6	1696	2065
0,5					152	412	239	0,562	0,00	22,39	1408	-0,83	-5,54	17,97	78,4	1723	2082

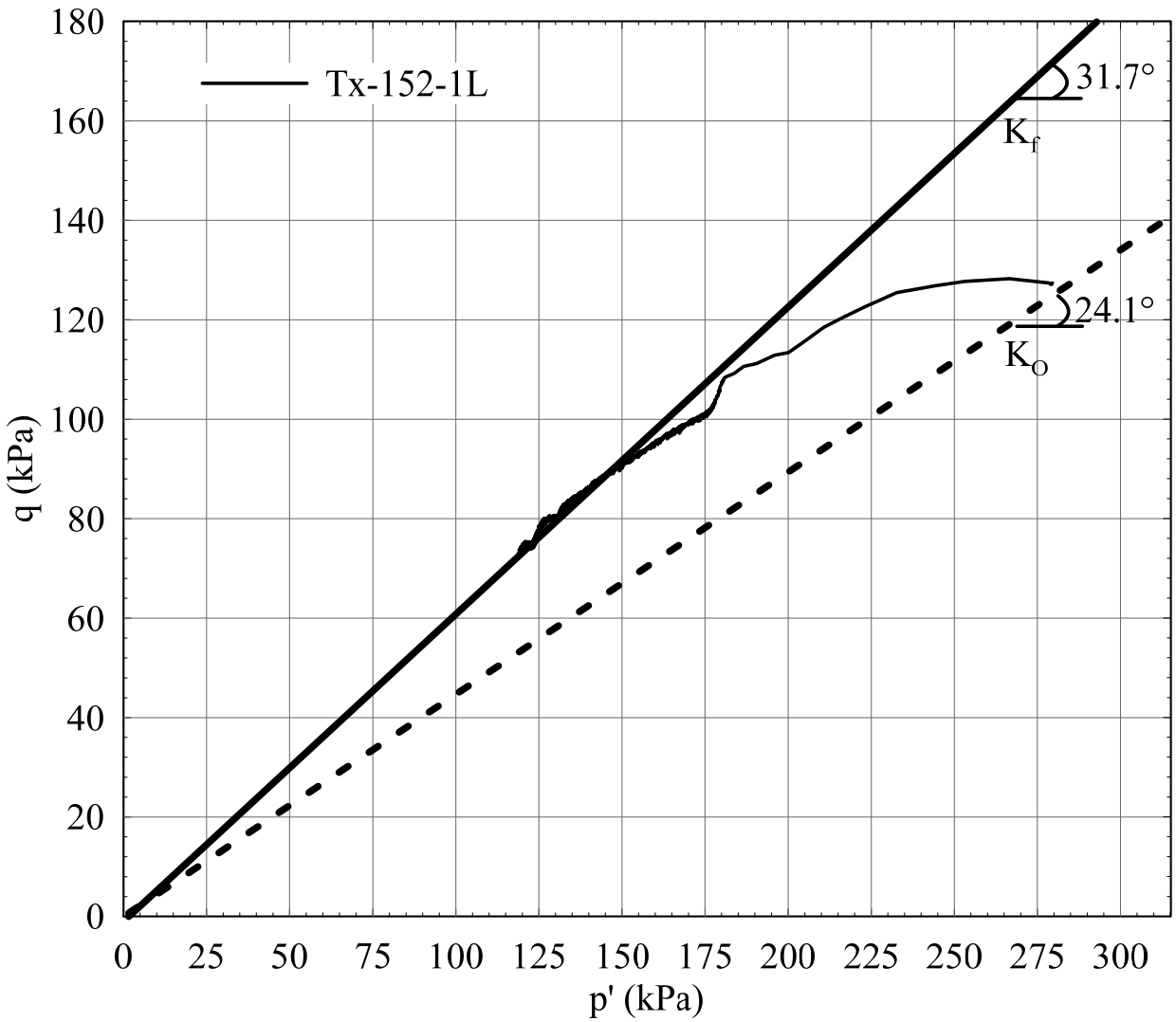
Notes: *Après la condition anisotrope, la perte de confinement est enlevée subitement.
**Pendant la perte de confinement, la presse enregistre la force, mais reste fixe.

Paramètres liés à la consolidation pour les conditions isotropes

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm^2/s	k_{sat} cm/s
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Équation	Équation
15	0,630						
52	0,611	0,036	0,525	0,322	3,1	0,478	1,51E-05
100	0,596	0,050	0,297	0,182	5,5	1,027	1,84E-05
152	0,586	0,055	0,191	0,117	8,5	1,373	1,57E-05




a)
b)
c)
d)
Tx-152-1L
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
Temps (sec)
Temps (sec)
300
250
200
150
100
50
0
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
200
175
150
125
100
75
50
25
0
0
500
1000
1500
2000
2500


Tx-152-1L
31.7°
K_f
24.1°
K_o
q (kPa)
p' (kPa)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
0
25
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300

Essai Tx-152-2L

Consolidation 152 kPa

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_t	g	16,88	16,47	16,53	
M_{t+s+w}	g	163,69	163,30	163,65	
M_{t+s}	g	123,93	123,58	124,06	
$w_{dép.}$	**%**	**37,1**	**37,1**	**36,8**	**37,0**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1348**	**1342**	**1353**	**1348**
$e_{dép.}$		**1,00**	**1,00**	**0,99**	**1,00**
ρ_{sat}	**kg/m^3**	**1849**	**1840**	**1851**	**1847**

Param. prélim.

V_T	$1500cm^3$
V_s	$915cm^3$
V_w	$586cm^3$
e_o	0,64
ρ_d	$1640kg/m^3$

Masse finale

M_t	1597,3g
M_{t+s}	4057,9g
M_s	**2460,6g**

Dim. échant.

D_{H1}	100,66mm
D_{H2}	100,51mm
D_{H3}	100,55mm
D_{M1}	100,46mm
D_{M2}	100,45mm
D_{M3}	100,43mm
D_{B1}	100,60mm
D_{B2}	100,60mm
D_{B3}	100,56mm
H_{T1}	267,15mm
H_{T2}	268,47mm
H_{T3}	267,50mm
D	100,23mm
H	190,16mm

Param. finaux

V_T	$1435cm^3$
V_s	$915cm^3$
V_w	$521cm^3$
σ'_3	150kPa
σ_3	153kPa
ρ_d	**$1714kg/m^3$**
e_f	**0,57**
w_f	**21,15%**
ρ	**$1415kg/m^3$**
A_c	$78,96cm^2$
H_c	18,18cm
B_{chk}	1,00
ε	1,00E-06 µm/s

Paliers de consolidation

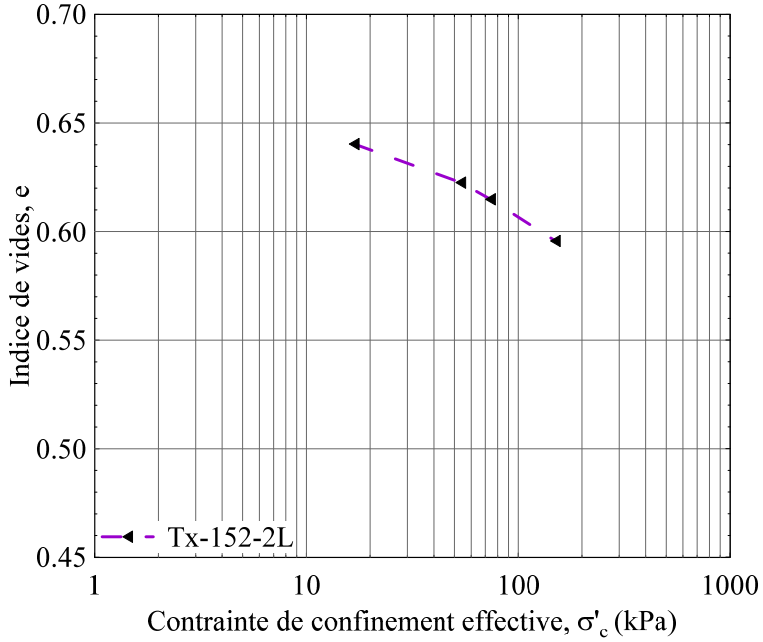
K_0= 0,38

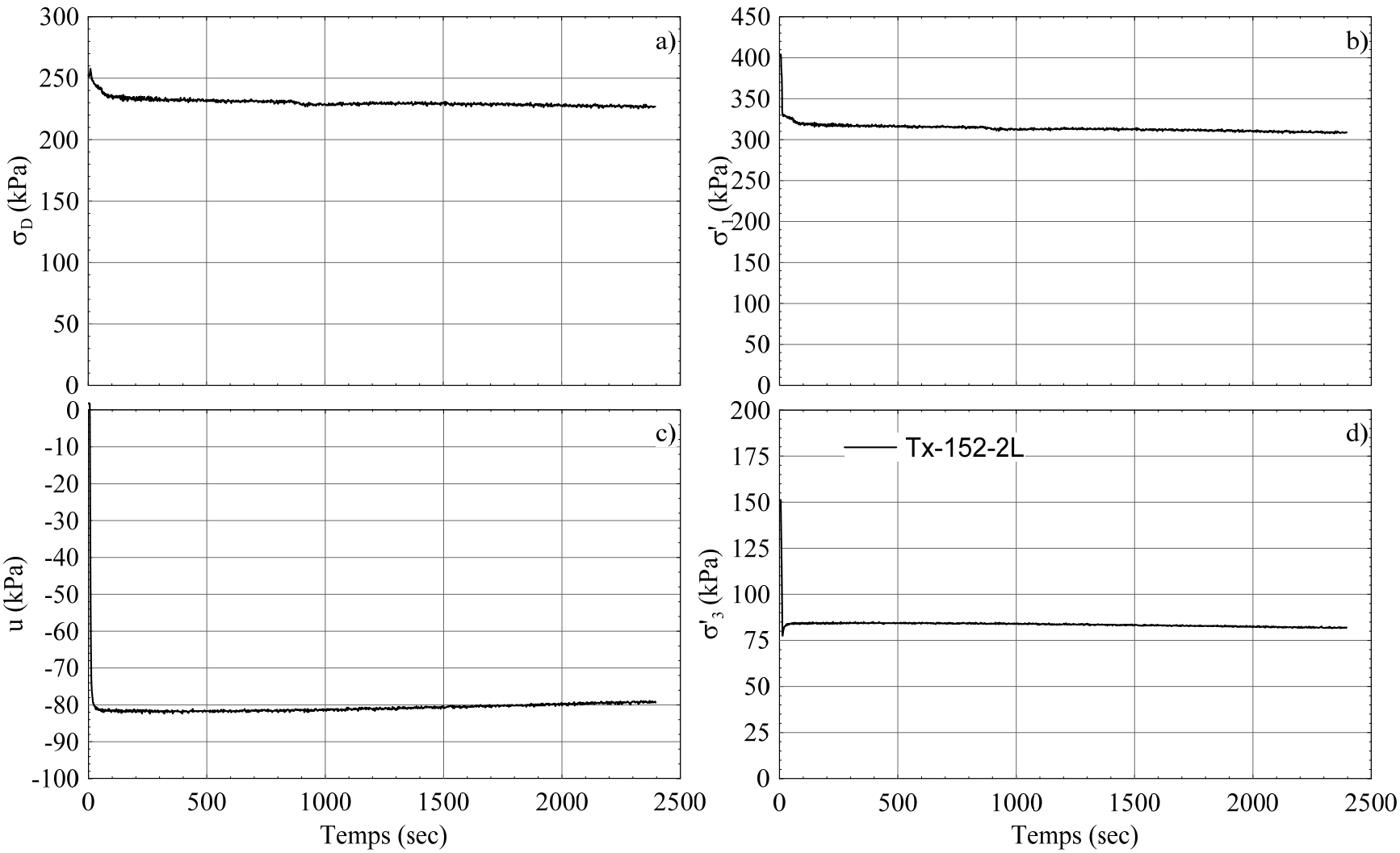
u_1 kPa	σ_{c1} kPa	u_2 kPa	σ_{c2} kPa	B_{chk} -	σ'_3 kPa	σ'_1 kPa	σ'_m kPa	e	V_{wi} ml	V_{wf} ml	V_T cm^3	h_i mm	h_f mm	H_c cm	Ac cm^2	ρ_d kg/m^3	ρ_{sat} kg/m^3
					17	17	17	0,640			1500			19,02	78,9		
-14,4	2,4	35,5	52,2	1,00	54	54	54	0,623	0,01	16,25	1484	0,00	-0,35	18,98	78,2	1658	2042
2,3	55,9	24,8	76,5	1,09	74	74	74	0,615	0,03	7,06	1477	-0,34	-0,53	18,96	77,9	1666	2047
2,3	76,4	82,3	152,5	1,05	150	150	150	0,596	0,13	17,66	1460	-0,45	-1,10	18,90	77,2	1686	2059
2,7					150	406	235	0,569	0,41	24,81	1435	-0,05	-7,25	18,18	79,0	1714	2077

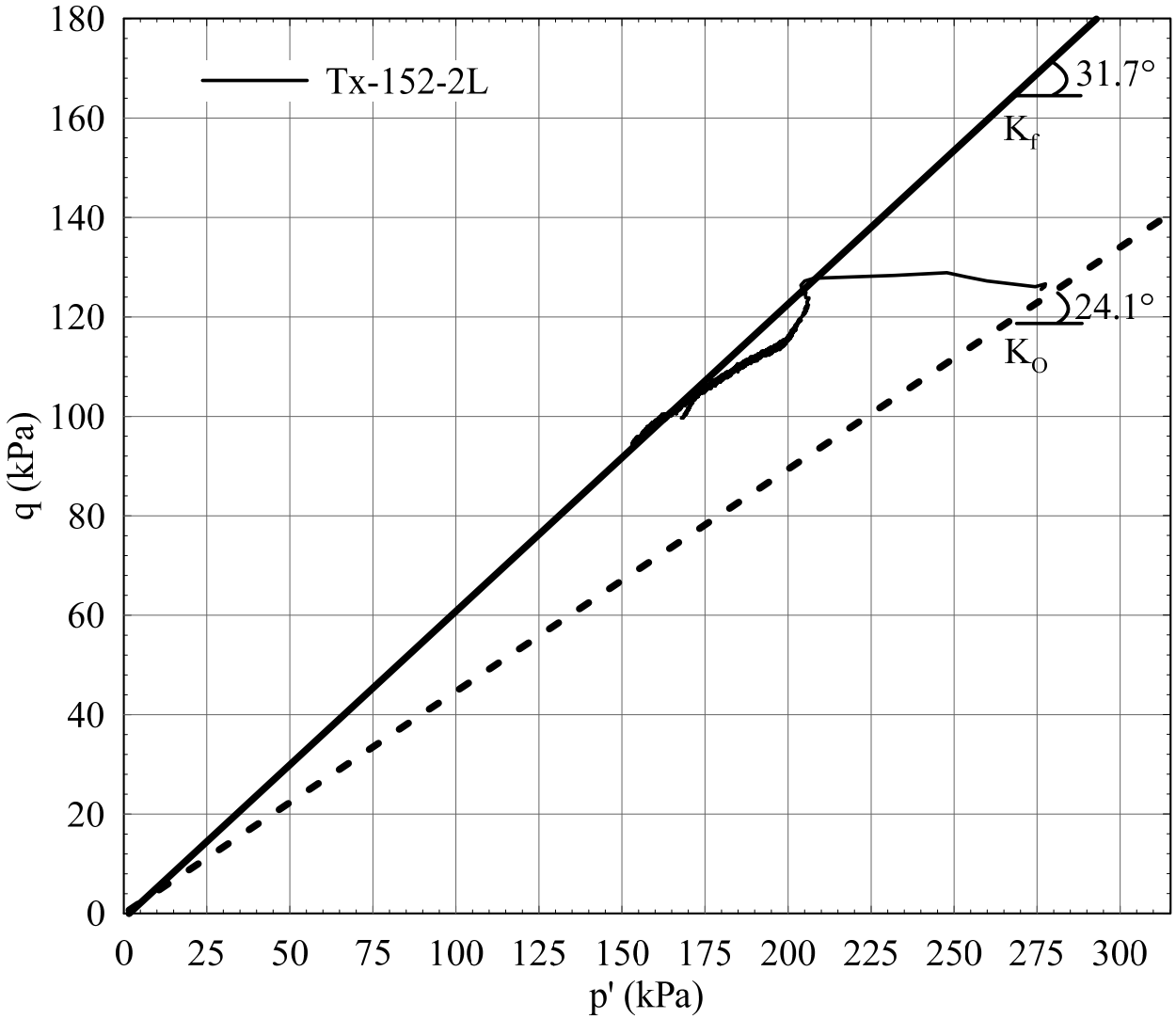
Notes: *Après la condition anisotrope, la perte de confinement est enlevée subitement.
**Pendant la perte de confinement, la presse enregistre la force, mais reste fixe.

Paramètres liés à la consolidation pour les conditions isotropes

σ'_m	e	C_c	a_v	m_v	E_{oed}	c_v cm^2/s	k_{sat} cm/s
kPa		-	MPa^{-1}	MPa^{-1}	MPa	Équation	Équation
17	0,640						
54	0,623	0,035	0,483	0,294	3,4	0,507	1,46E-05
74	0,615	0,055	0,375	0,228	4,4	0,776	1,74E-05
150	0,596	0,063	0,253	0,154	6,5	1,361	2,06E-05




a)
b)
c)
d)
Tx-152-2L
σD (kPa)
σ'1 (kPa)
u (kPa)
σ'3 (kPa)
Temps (sec)
Temps (sec)
300
250
200
150
100
50
0
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
200
175
150
125
100
75
50
25
0
0
500
1000
1500
2000
2500


Tx-152-2L
31.7°
K_f
24.1°
K_o
q (kPa)
p' (kPa)
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
0
25
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300

Essai **Tx-e$_{2\ kPa}$**

Consolidation **2** **kPa**

Déposition

Tarre		A127	A99	A88	
M_{tarre}	g	16,57	16,10	16,17	
M_{t+s+w}	g	163,51	163,29	163,69	
M_{t+s}	g	124,56	124,06	124,66	
$w_{dépos}$	**%**	**36,1**	**36,3**	**36,0**	**36,1**
V_{tarre}	cm^3	79,40	79,81	79,48	
ρ_d	**kg/m^3**	**1360**	**1353**	**1365**	**1359**
e_{depos}		**0,98**	**0,99**	**0,97**	**0,98**
ρ	**kg/m^3**	**1851**	**1844**	**1856**	**1850**

Dimensions échant.

H_{T1}	325,00	mm
H_{T2}	323,32	mm
H_{T3}	324,56	mm
D	99,67	mm
H	234,73	mm

Masse finale

M_{T1}	870,0	g
M_{T1+s}	3338,7	g
M_s	**2468,7**	**g**

Paramètres finaux

V_T	1831	cm^3
V_s	918	cm^3
V_w	914	cm^3
e_{ini}	1,00	
ρ_d	1348	kg/m^3

ANNEXE G – ESSAIS TRIAXIAUX ET OEDOMÉTRIQUES AVEC V_S – UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Paramètres généraux

Dimensions des composantes

H_{cap}	82,61	mm
H_{base}	44,60	mm
$H_{2\ papiers\ filtres}$	0,34	mm
$D_{membrane}$	0,30	mm
H_{moule}	82,61	mm
D_{moule}	99,97	mm
V_{moule}	648,41	cm^3
A_{moule}	7849,27	mm^3

$H = H_{moyenne} - H_{cap} - H_{base} - H_{2\ papiers\ filtres}$

$D = D_{moyen} - D_{membrane}$

Densification

Succion	**12**	**kPa**
σ_{charge}	**10**	**kpa**
A	2003	mm^2
M_{charge}	2,04	kg
$M_{montage}$	0,40	kg
$M_{à\ ajouter}$	1,64	kg

Préparation de l'éprouvette

M_s	500	g
$w_{visée}$	36,5	%
M_{eau}	182,5	ml
D_r	2,69	ml

Essai TxVs-7i 600 kPa

Déposition

Tarre		1133
M_{tarre}	g	17,97
M_{t+s+w}	g	352,15
M_{t+s}	g	262,23
$w_{dép.}$	**%**	**36,8**

Param. prélim.

V_T	217cm^3
V_s	134cm^3
V_w	83cm^3
e_0	0,62
ρ_d	1661kg/m^3

Dimensions échantillon

D_{H1}	51,28mm	D_{B3}	50,90mm
D_{H2}	51,35mm	H_{T1}	165,36mm
D_{H3}	51,30mm	H_{T2}	165,22mm
D_{M1}	50,54mm	H_{T3}	164,83mm
D_{M2}	50,60mm	H_{T4}	164,86mm
D_{M3}	50,42mm	D	50,61mm
D_{B1}	50,90mm	H	107,93mm
D_{B2}	50,92mm	H/R	4,27

Paramètres finaux

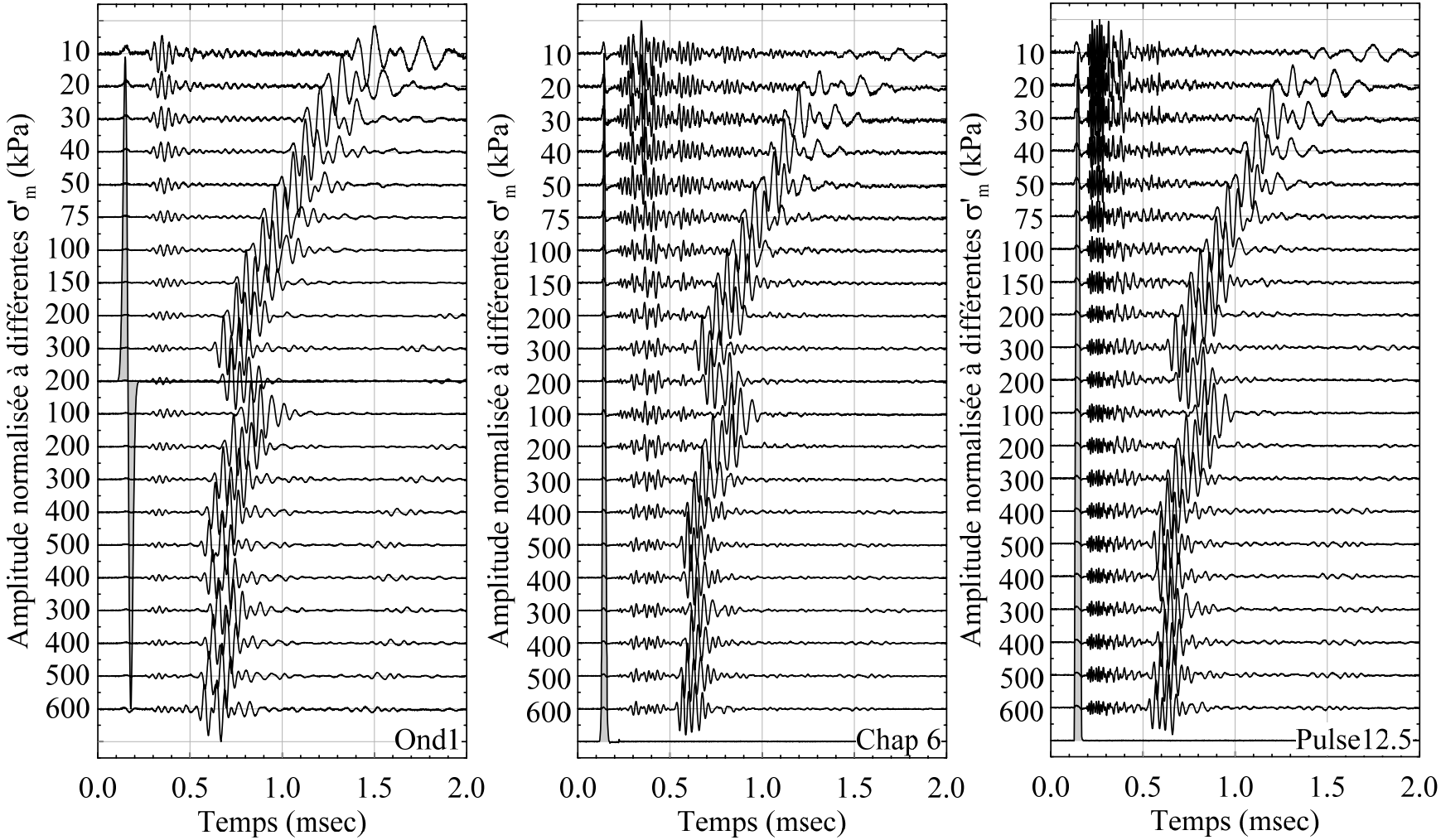
V_T	208cm^3
V_s	134cm^3
V_w	74cm^3
ρ_d	**1730kg/m^3**
e_{fin}	**0,555**
σ'_m	598kPa
σ'_c	598kPa
w	**20,63%**
ρ	**2087kg/m^3**

Masse finale

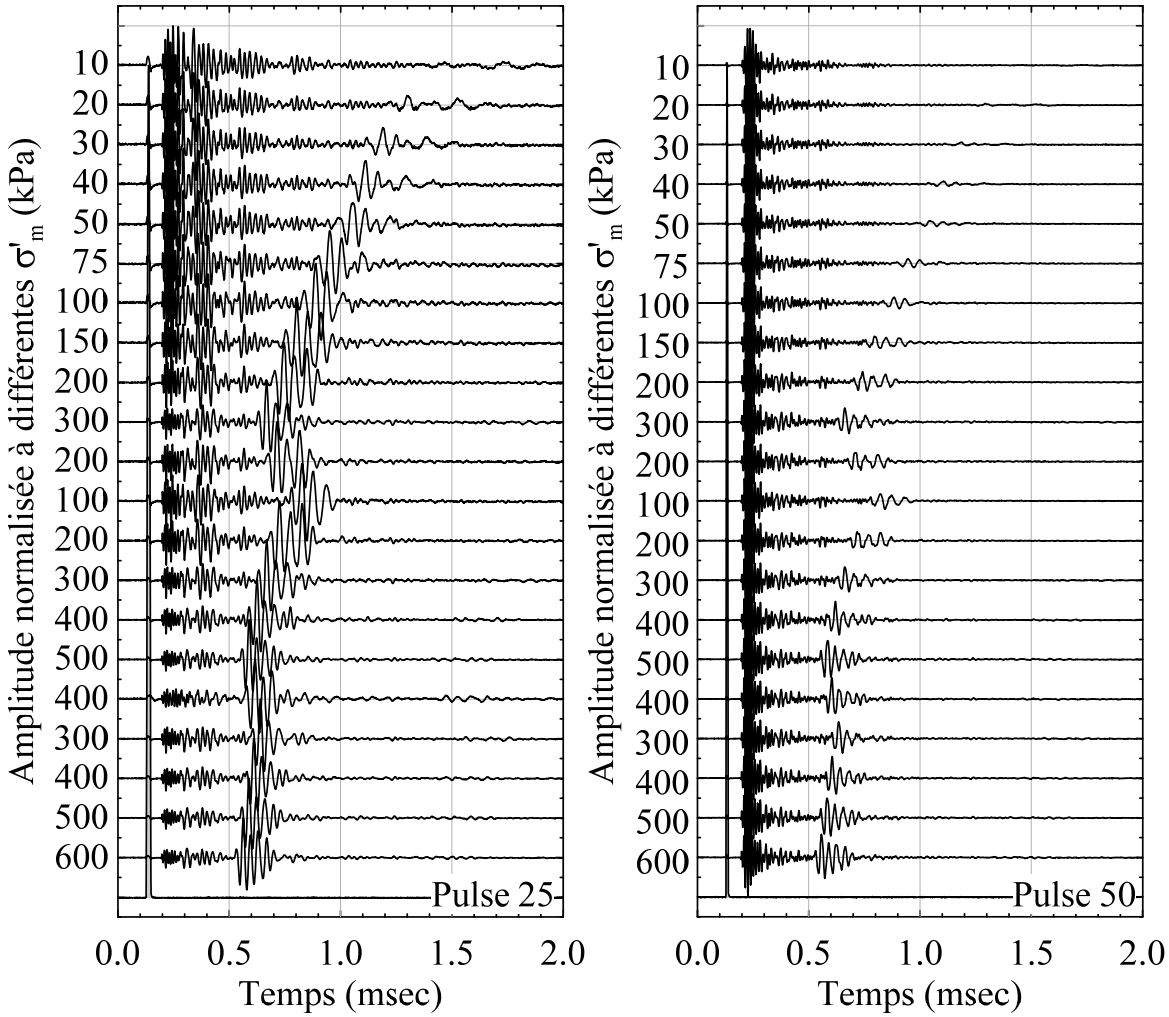
M_t	34,9g
M_{t+s}	395,5g
M_s	**360,6g**

Paliers de consolidation

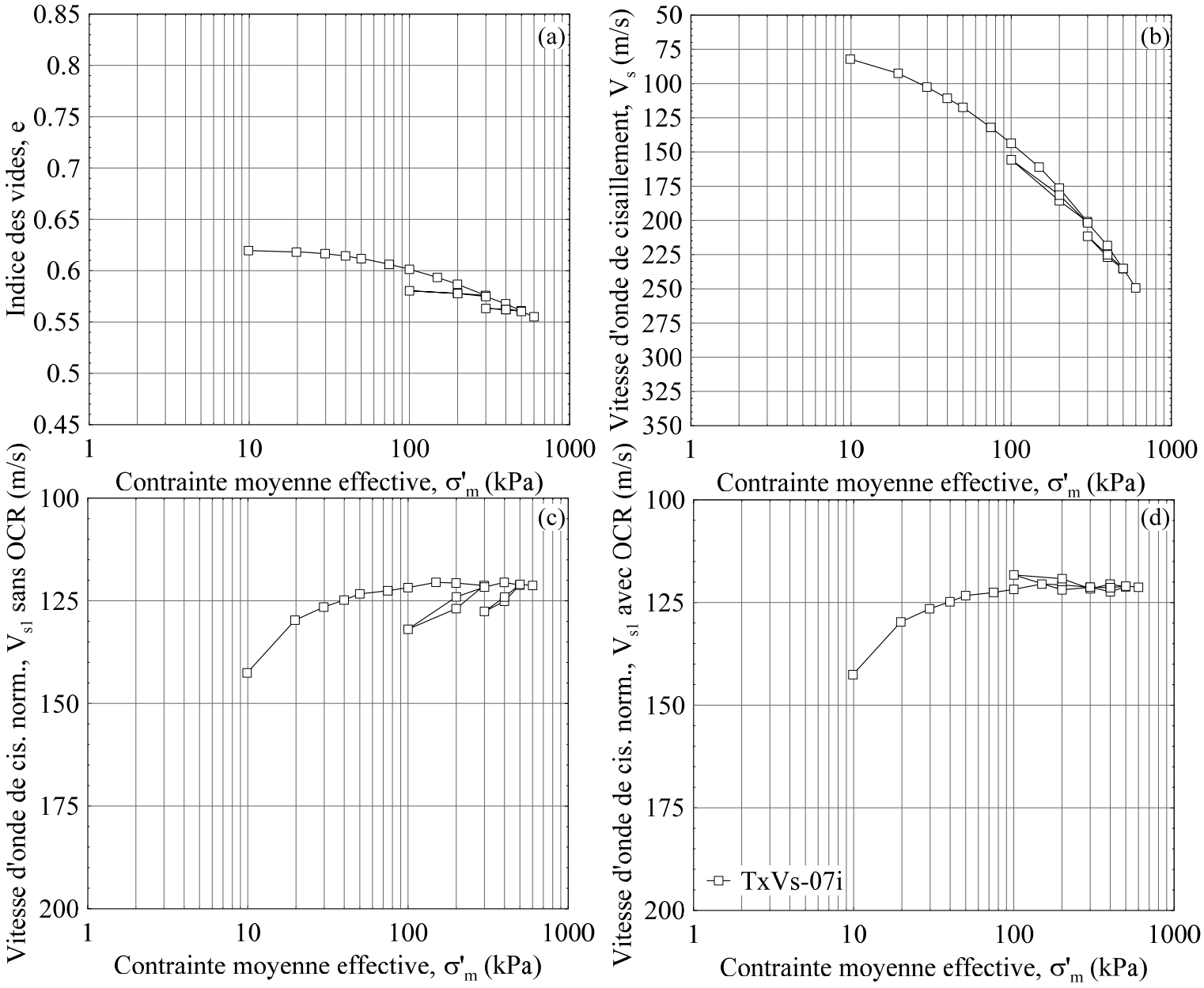
σ_b kPa	σ_c kPa	V_w ml	V cm^3	R_c cm	H_c cm	A_c cm^2	F N	σ_D kPa	σ'_1 kPa	σ'_3 kPa	σ'_2 kPa	σ'_m kPa	OCR	K_0	e	V_s m/s	V_{s1} m/s	$C_c\|C_r$ -	ρ_{sat} kg/m^3	ρ_d kg/m^3	G MPa
		6,10	217,1		10,79	20,11									-	-	-				
50,6	60,5	6,10	217,1	2,530	10,79	20,11		0	10	10	10	10	1,00	1,00	0,620	82	128		2043	1661	14
50,6	70,3	5,90	216,9	2,530	10,79	20,10		0	20	20	20	20	1,00	1,00	0,618	92	122	0,005	2044	1662	17
50,7	80,5	5,70	216,7	2,529	10,79	20,09		0	30	30	30	30	1,00	1,00	0,617	103	121	0,008	2045	1664	22
50,8	90,7	5,40	216,4	2,528	10,78	20,07		0	40	40	40	40	1,00	1,00	0,614	111	122	0,018	2047	1666	25
50,8	100,8	5,05	216,0	2,526	10,78	20,05		0	50	50	50	50	1,00	1,00	0,612	117	122	0,027	2049	1669	28
50,9	125,6	4,30	215,3	2,523	10,76	20,00		0	75	75	75	75	1,00	1,00	0,606	132	124	0,032	2052	1675	36
50,9	150,9	3,65	214,6	2,521	10,75	19,96		0	100	100	100	100	1,00	1,00	0,601	144	126	0,038	2055	1680	42
51,1	200,5	2,60	213,6	2,517	10,73	19,90		0	149	149	149	149	1,00	1,00	0,593	161	127	0,045	2061	1688	53
51,2	250,8	1,70	212,7	2,513	10,72	19,84		0	200	200	200	200	1,00	1,00	0,587	176	130	0,053	2065	1695	64
50,7	250,7	5,60																			
50,9	349,5	4,15	211,2	2,507	10,69	19,75		0	299	299	299	299	1,00	1,00	0,576	201	134	0,062	2072	1707	84
50,8	250,6	4,40	211,5	2,508	10,70	19,77		0	200	200	200	200	1,50	1,00	0,578	186	131		2071	1705	71
50,7	150,8	4,75	211,8	2,510	10,71	19,79		0	100	100	100	100	3,00	1,00	0,580	156	122		2069	1702	50
50,8	251,0	4,40	211,5	2,508	10,70	19,77		0	200	200	200	200	1,50	1,00	0,578	181	128		2071	1705	68
50,8	350,9	4,00	211,1	2,507	10,69	19,74		0	300	300	300	300	1,00	1,00	0,575	202	134	*0,012*	2073	1708	84
51,1	450,3	3,05	210,1	2,503	10,68	19,68		0	399	399	399	399	1,00	1,00	0,568	218	135	0,057	2078	1716	99
51,2	550,3	2,15	209,2	2,499	10,66	19,63		0	499	499	499	499	1,00	1,00	0,561	235	138	0,069	2083	1723	115
50,9	450,7	2,30	209,4	2,500	10,66	19,64		0	400	400	400	400	1,25	1,00	0,562	227	137		2082	1722	107
50,8	350,6	2,45	209,5	2,501	10,67	19,65		0	300	300	300	300	1,66	1,00	0,563	212	134		2081	1721	93
50,9	451,5	2,30	209,4	2,500	10,66	19,64		0	401	401	401	401	1,25	1,00	0,562	225	136		2082	1722	105
51,1	551,0	2,05	209,1	2,499	10,66	19,62		0	500	500	500	500	1,00	1,00	0,560	235	138	*0,013*	2083	1724	115
51,1	651,0	1,35	208,4	2,496	10,65	19,58		0	600	600	600	600	1,00	1,00	0,555	249	139	0,066	2087	1730	130

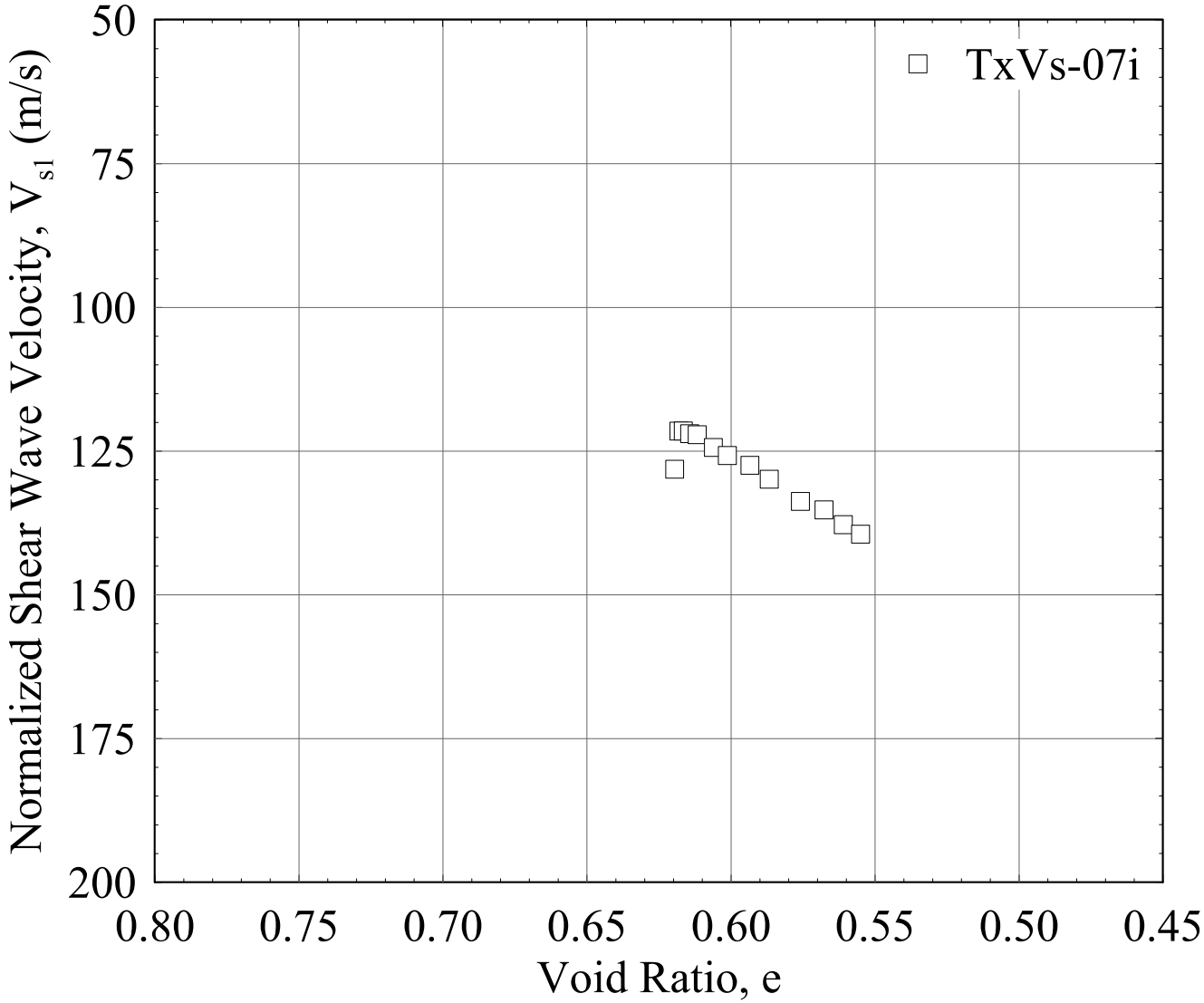


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
TxVs-07i
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


TxVs-07i
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

Essai TxVs-8i 600 kPa

Déposition

Tarre		1143
M_{tarre}	g	17,70
M_{t+s+w}	g	360,18
M_{t+s}	g	267,91
$w_{dép.}$	**%**	**36,9**

Param. prélim.

V_T	218cm^3
V_s	133cm^3
V_w	84cm^3
e_0	0,63
ρ_d	1650kg/m^3

Dimensions échantillon

D_{H1}	51,25mm		D_{B3}	50,98mm
D_{H2}	51,26mm		H_{T1}	164,68mm
D_{H3}	51,12mm		H_{T2}	164,68mm
D_{M1}	50,77mm		H_{T3}	164,66mm
D_{M2}	50,97mm		H_{T4}	165,12mm
D_{M3}	50,63mm		D	50,73mm
D_{B1}	51,21mm		H	107,65mm
D_{B2}	51,08mm		H/R	4,24

Paramètres finaux

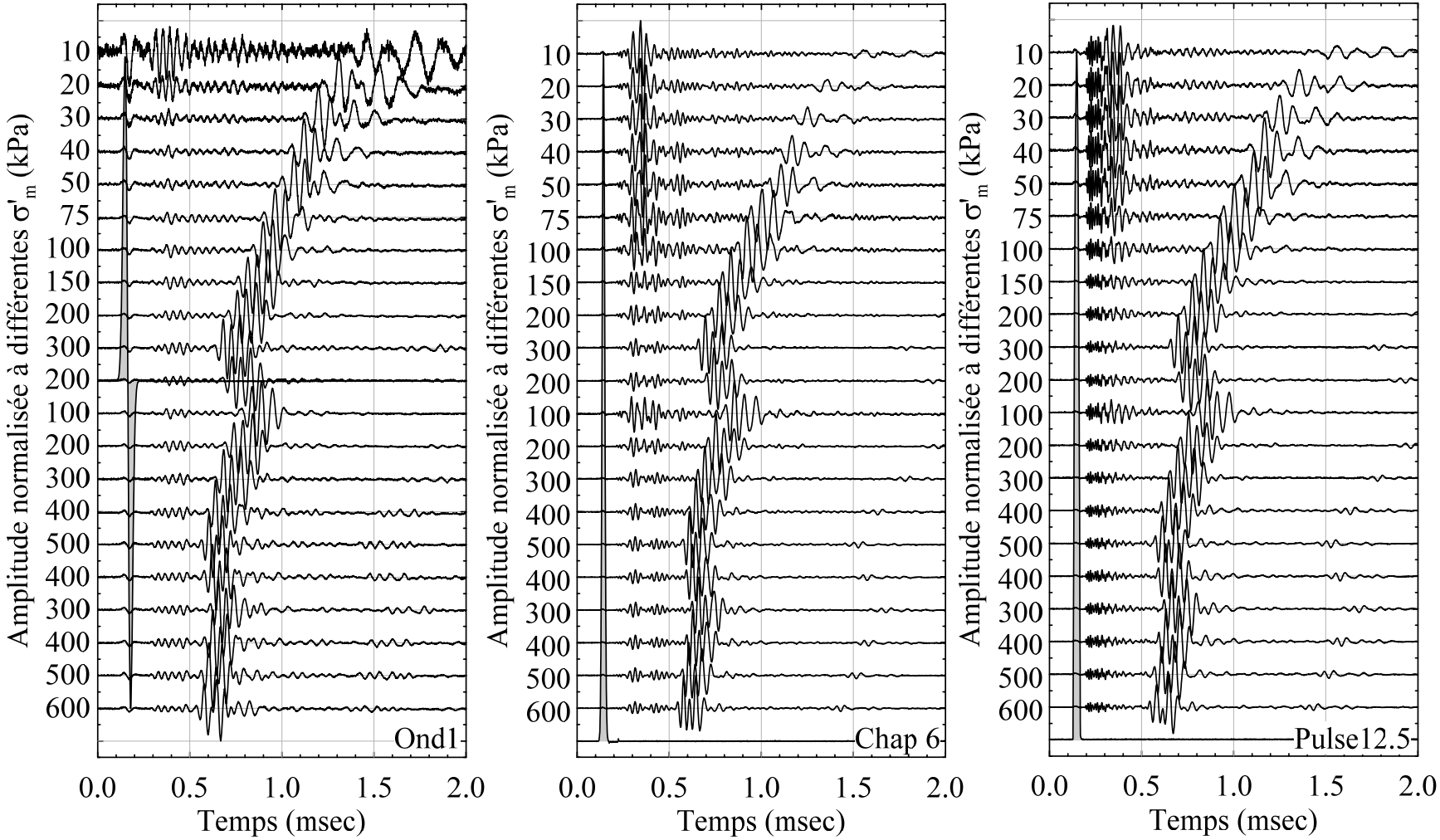
V_T	207cm^3
V_s	133cm^3
V_w	74cm^3
ρ_d	**1733kg/m^3**
e_{fin}	**0,552**
σ'_m	598kPa
σ'_c	598kPa
w	**20,52%**
ρ	**2089kg/m^3**

Masse finale

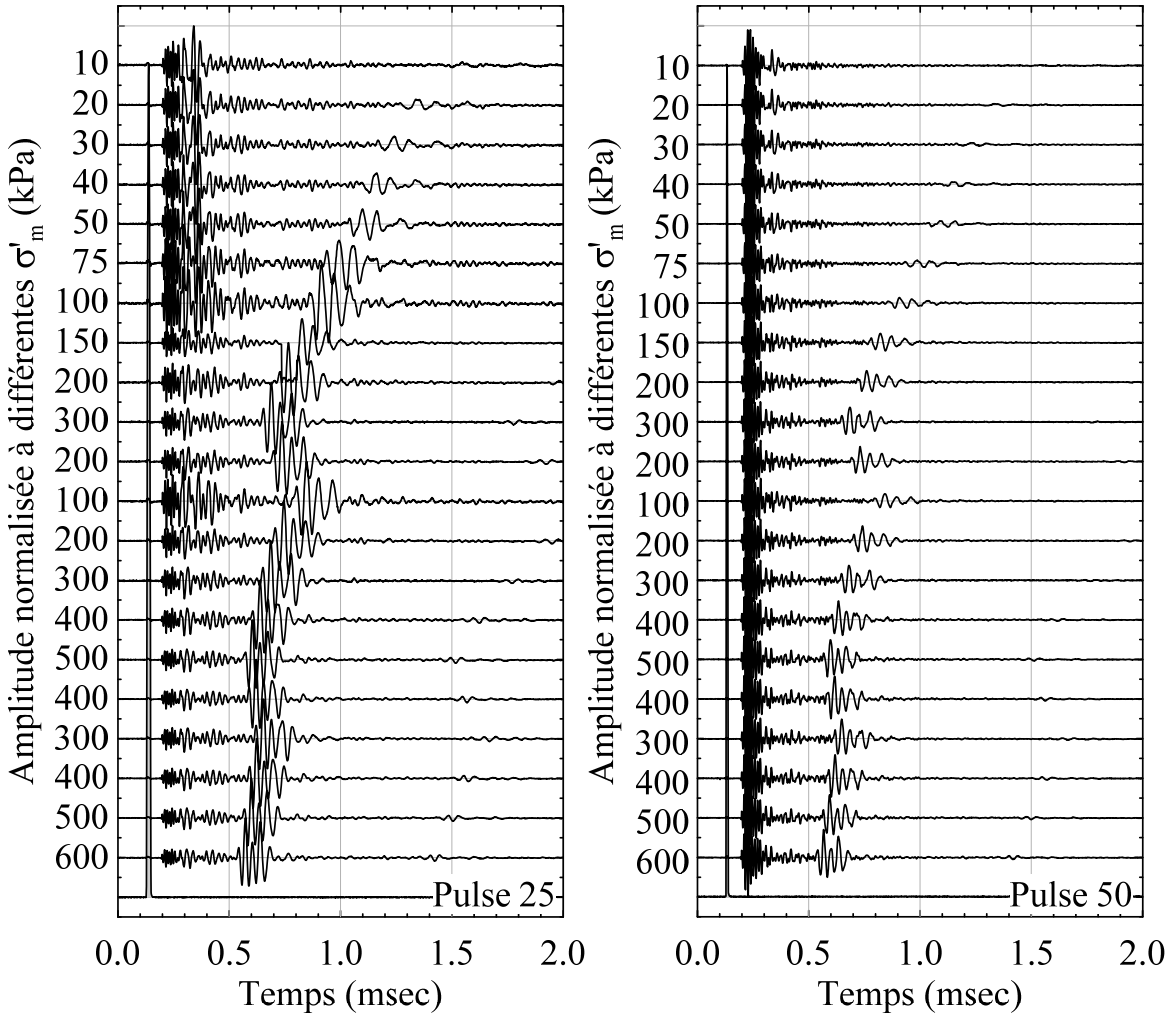
M_t	17,5g
M_{t+s}	376,3g
M_s	**358,9g**

Paliers de consolidation

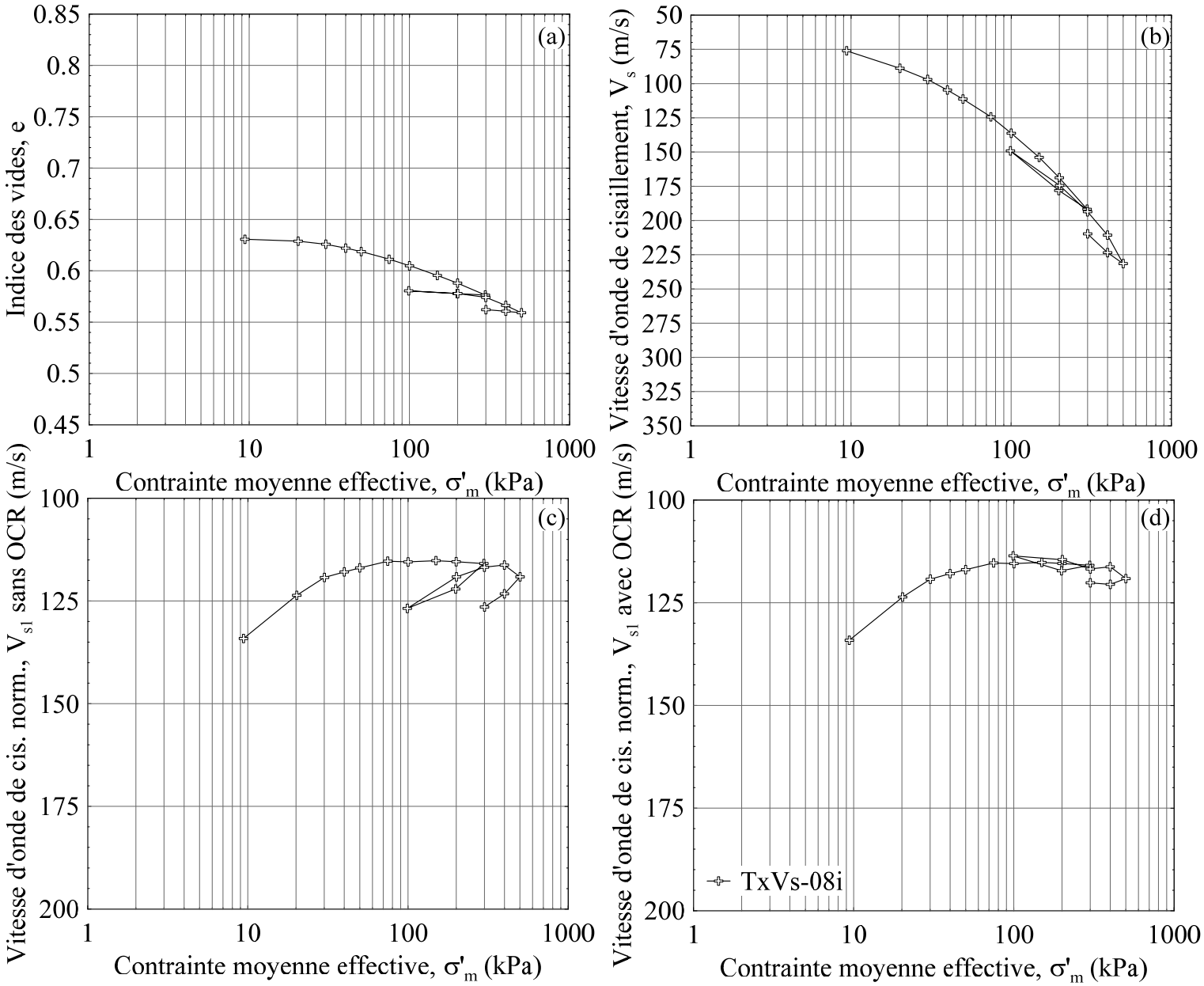
σ_b kPa	σ_c kPa	V_w ml	V cm^3	R_c cm	H_c cm	A_c cm^2	F N	σ_D kPa	σ'_1 kPa	σ'_3 kPa	σ'_2 kPa	σ'_m kPa	OCR	K_0	e	V_s m/s	V_{s1} m/s	$C_c\|C_r$ -	ρ_{sat} kg/m^3	ρ_d kg/m^3	G MPa
		10,35	217,5	2,536	10,76	20,21									-	-	-				
51,1	60,5	10,35	217,5	2,536	10,76	20,21		0	9	9	9	9	1,00	1,00	0,631	76	120		2036	1650	12
51,2	71,4	10,10	217,3	2,535	10,76	20,19		0	20	20	20	20	1,00	1,00	0,629	89	116	0,006	2038	1652	16
51,3	81,4	9,70	216,9	2,534	10,75	20,17		0	30	30	30	30	1,00	1,00	0,626	97	115	0,017	2039	1655	19
51,4	91,4	9,20	216,4	2,532	10,75	20,14		0	40	40	40	40	1,00	1,00	0,622	105	115	0,030	2042	1658	22
51,6	101,6	8,75	215,9	2,530	10,74	20,11		0	50	50	50	50	1,00	1,00	0,619	111	116	0,035	2044	1662	25
51,8	126,5	7,75	214,9	2,526	10,72	20,05		0	75	75	75	75	1,00	1,00	0,611	124	117	0,043	2049	1670	32
51,7	151,8	6,90	214,1	2,523	10,71	19,99		0	100	100	100	100	1,00	1,00	0,605	136	119	0,050	2053	1676	38
51,9	201,3	5,65	212,8	2,518	10,69	19,92		0	149	149	149	149	1,00	1,00	0,595	154	122	0,054	2059	1686	49
52,1	251,9	4,65	211,8	2,514	10,67	19,85		0	200	200	200	200	1,00	1,00	0,588	169	124	0,059	2064	1694	59
52,2	350,1	3,10	210,3	2,508	10,64	19,76		0	298	298	298	298	1,00	1,00	0,576	192	128	0,067	2072	1706	76
52,0	250,4	3,30	210,5	2,509	10,65	19,77		0	198	198	198	198	1,50	1,00	0,578	178	126		2071	1705	66
51,9	150,9	3,65	210,8	2,510	10,65	19,79		0	99	99	99	99	3,00	1,00	0,580	149	117		2069	1702	46
52,0	252,7	3,30	210,5	2,509	10,65	19,77		0	201	201	201	201	1,50	1,00	0,578	174	123		2071	1705	63
52,2	352,0	2,80	210,0	2,507	10,64	19,74		0	300	300	300	300	1,00	1,00	0,574	194	129	*0,013*	2074	1709	78
52,4	451,8	1,75	208,9	2,502	10,62	19,67		0	399	399	399	399	1,00	1,00	0,566	211	130	0,063	2079	1718	92
51,6	451,8	9,85																			
51,8	552,2	8,90	208,0	2,499	10,60	19,61		0	500	500	500	500	1,00	1,00	0,559	232	135	0,073	2084	1725	112
51,4	451,5	9,10	208,2	2,499	10,61	19,63		0	400	400	400	400	1,25	1,00	0,561	224	135		2083	1724	104
51,3	351,6	9,30	208,4	2,500	10,61	19,64		0	300	300	300	300	1,67	1,00	0,562	210	133		2082	1722	92
51,4	451,6	9,05	208,1	2,499	10,61	19,62		0	400	400	400	400	1,25	1,00	0,560	222	135		2083	1724	103
51,5	552,3	8,70	207,8	2,498	10,60	19,60		0	501	501	501	501	1,00	1,00	0,558	233	137	*0,020*	2085	1727	114
51,6	649,6	7,95	207,0	2,495	10,59	19,55		0	598	598	598	598	1,00	1,00	0,552	247	139	0,073	2089	1733	128

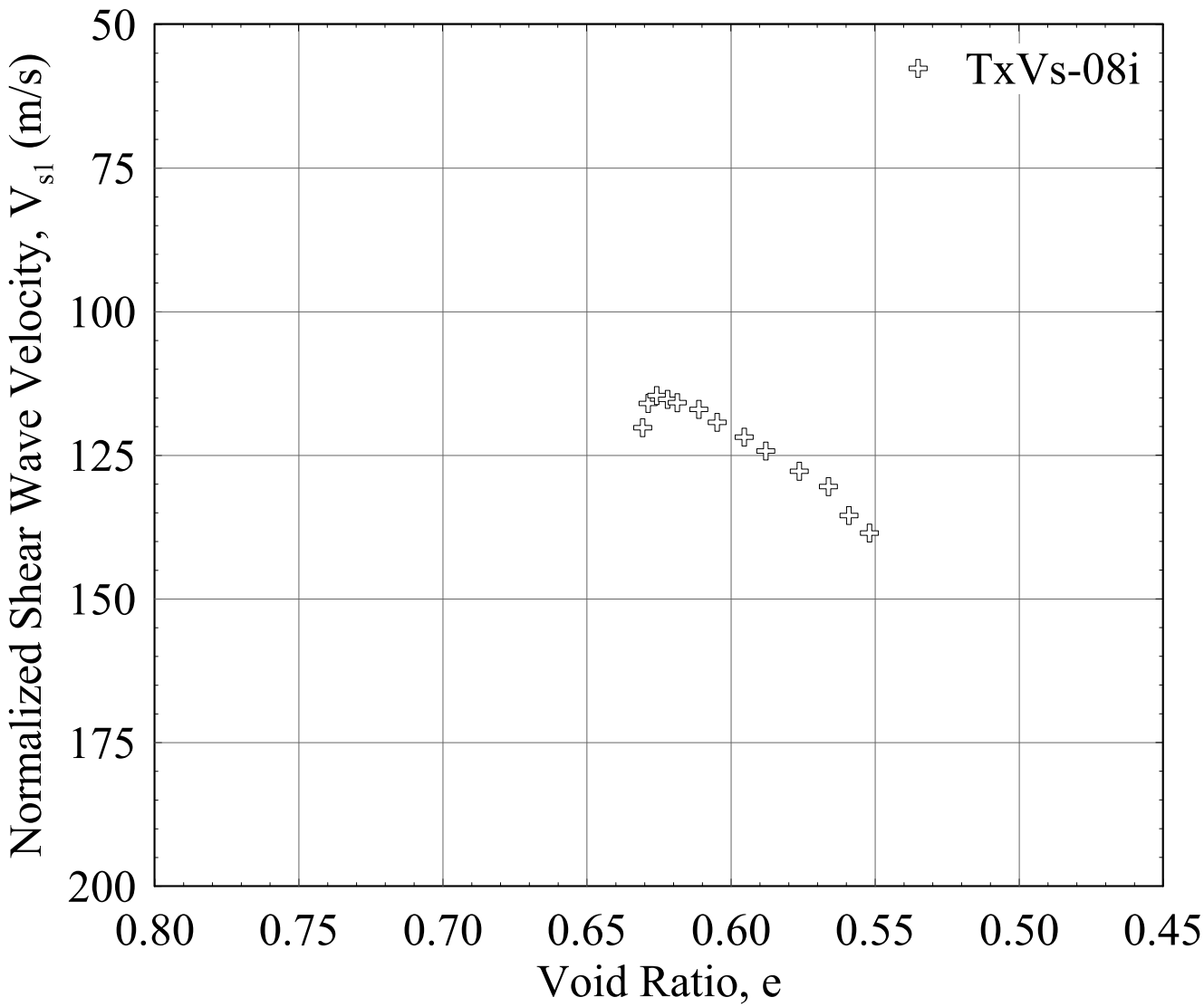


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
TxVs-08i
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


TxVs-08i
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

Essai TxVs-10i 600 kPa

Déposition

Tarre		1134
M_{tarre}	g	18,20
M_{t+s+w}	g	138,56
M_{t+s}	g	106,38
$w_{dép.}$	**%**	**36,5**

Param. prélim.

V_T	218cm³
V_s	135cm³
V_w	83cm³
e_0	0,62
ρ_d	1665kg/m³

Dimensions échantillon

D_{H1}	51,38mm		D_{B3}	51,17mm
D_{H2}	51,38mm		H_{T1}	164,42mm
D_{H3}	51,37mm		H_{T2}	164,09mm
D_{M1}	50,99mm		H_{T3}	164,01mm
D_{M2}	51,00mm		H_{T4}	164,48mm
D_{M3}	51,00mm		D	50,88mm
D_{B1}	51,17mm		H	107,11mm
D_{B2}	51,19mm		H/R	4,21

Paramètres finaux

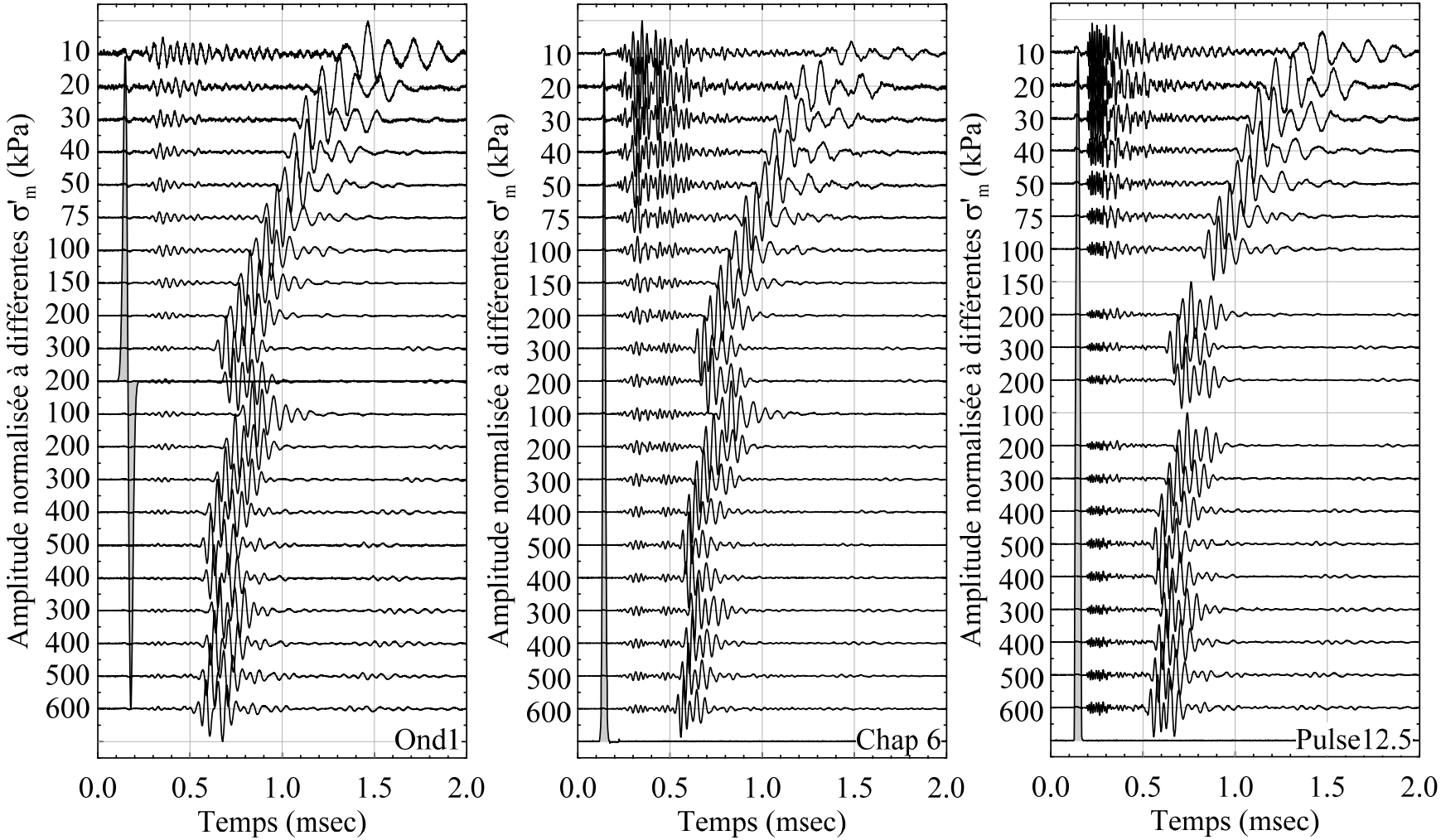
V_T	210cm³
V_s	135cm³
V_w	76cm³
ρ_d	**1723kg/m³**
e_{fin}	**0,561**
σ'_m	600kPa
σ'_c	600kPa
w	**20,86%**
ρ	**2083kg/m³**

Masse finale

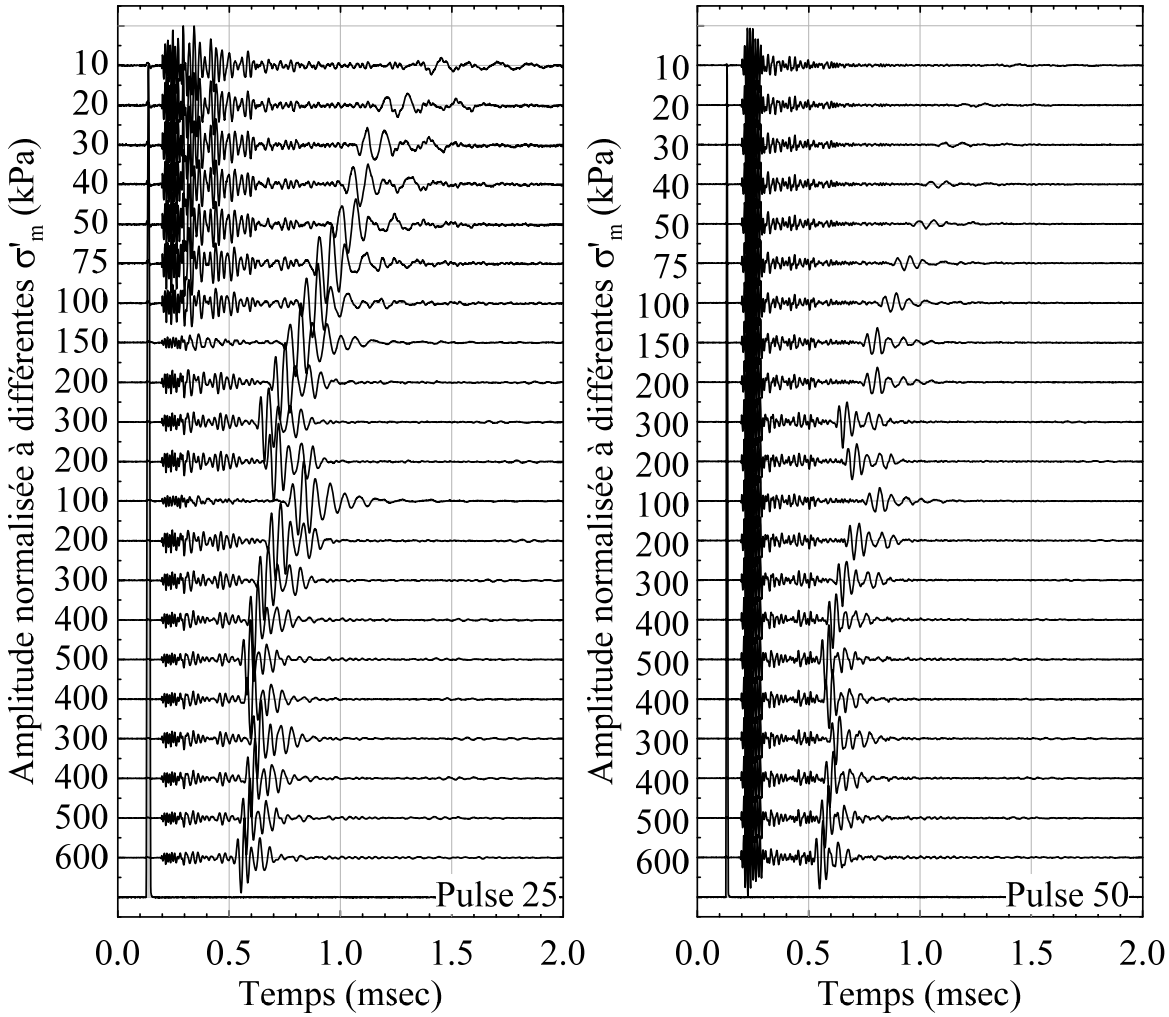
M_t	17,5g
M_{t+s}	380,1g
M_s	**362,6g**

Paliers de consolidation

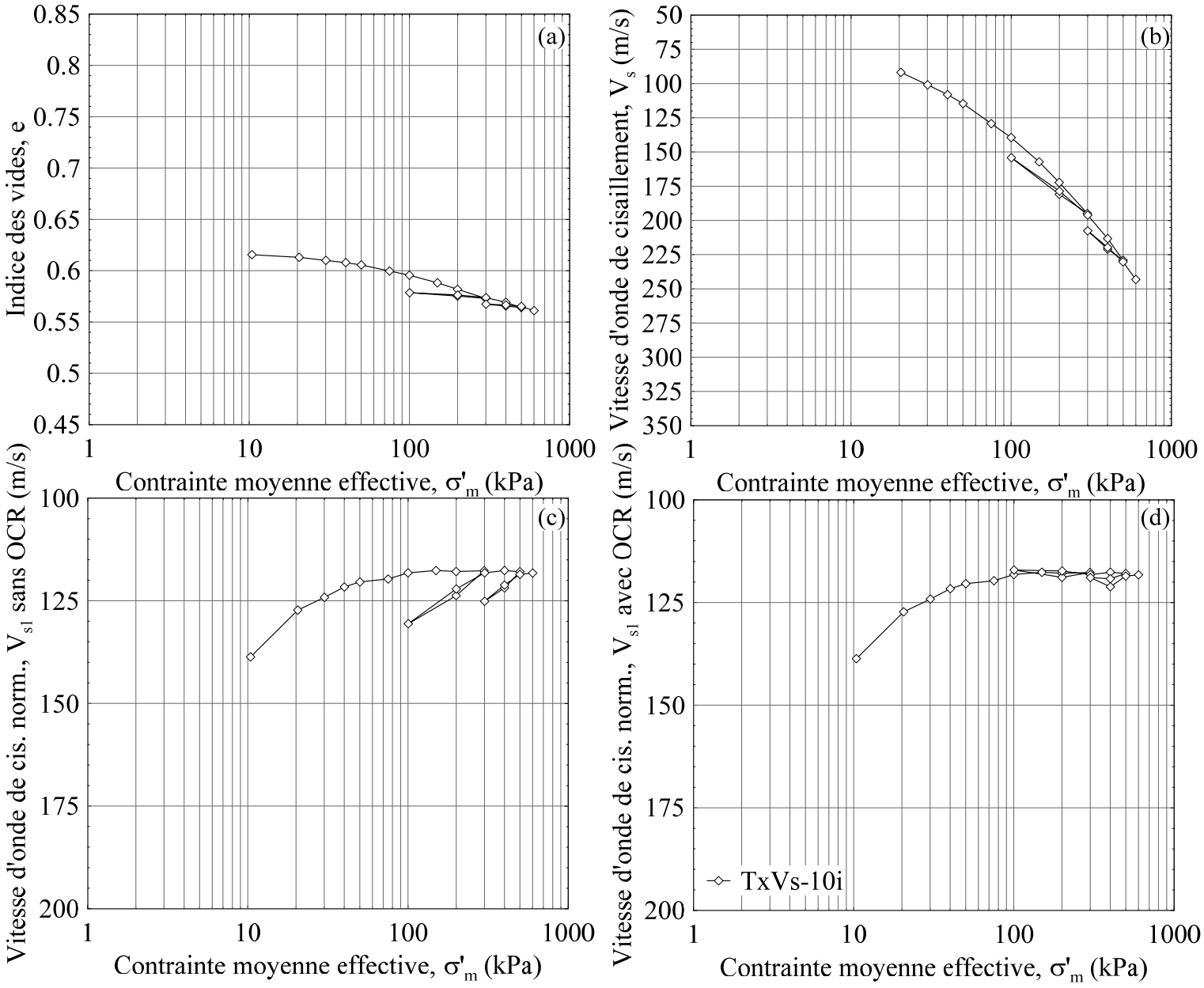
σ_b kPa	σ_c kPa	V_w ml	V cm³	R_c cm	H_c cm	A_c cm²	F N	σ_D kPa	σ'_1 kPa	σ'_3 kPa	σ'_2 kPa	σ'_m kPa	OCR	K_0	e	V_s m/s	V_{s1} m/s	$C_c\|C_r$ -	ρ_{sat} kg/m³	ρ_d kg/m³	G MPa
			217,8		10,71	20,33									-	-	-				
49,7	58,7	20,15	217,8	2,544	10,71	20,33		0	9	9	9	9	1,00	1,00	0,616				2046	1665	
49,8	60,2	20,15	217,8	2,544	10,71	20,33		0	10	10	10	10	1,00	1,00	0,616	81	125		2046	1665	13
49,7	70,2	19,80	217,4	2,543	10,71	20,31		0	21	21	21	21	1,00	1,00	0,613	92	119	0,009	2048	1668	17
49,8	79,9	19,40	217,0	2,541	10,70	20,28		0	30	30	30	30	1,00	1,00	0,610	101	119	0,018	2050	1671	21
49,8	89,9	19,10	216,7	2,540	10,69	20,27		0	40	40	40	40	1,00	1,00	0,608	108	119	0,018	2051	1673	24
49,9	100,0	18,80	216,4	2,539	10,69	20,25		0	50	50	50	50	1,00	1,00	0,606	115	119	0,023	2053	1675	27
50,0	125,2	18,00	215,6	2,536	10,68	20,20		0	75	75	75	75	1,00	1,00	0,600	129	121	0,034	2056	1682	34
50,1	150,1	17,45	215,1	2,533	10,67	20,16		0	100	100	100	100	1,00	1,00	0,596	139	122	0,033	2059	1686	40
50,2	199,8	16,45	214,1	2,529	10,65	20,10		0	150	150	150	150	1,00	1,00	0,588	157	124	0,042	2064	1694	51
50,2	249,8	15,60	213,2	2,526	10,64	20,05		0	200	200	200	200	1,00	1,00	0,582	172	127	0,050	2068	1701	61
50,3	349,2	14,40	212,0	2,521	10,62	19,97		0	299	299	299	299	1,00	1,00	0,573	195	130	0,051	2074	1710	79
50,1	249,9	14,70	212,3	2,523	10,62	19,99		0	200	200	200	200	1,50	1,00	0,575	181	128		2073	1708	68
50,1	150,4	15,15	212,8	2,524	10,63	20,02		0	100	100	100	100	3,00	1,00	0,579	154	121		2071	1704	49
50,0	250,2	14,85	212,5	2,523	10,62	20,00		0	200	200	200	200	1,50	1,00	0,576	179	126		2072	1707	66
50,1	350,6	14,50	212,1	2,522	10,62	19,98		0	301	301	301	301	1,00	1,00	0,574	196	130	*0,010*	2074	1709	80
50,1	350,9	14,40																			
50,2	450,4	13,80	211,5	2,519	10,61	19,94		0	400	400	400	400	1,00	1,00	0,569	213	132	0,036	2077	1714	95
50,4	549,8	13,10	210,8	2,517	10,60	19,90		0	499	499	499	499	1,00	1,00	0,564	229	134	0,054	2081	1720	109
50,1	450,5	13,30	211,0	2,517	10,60	19,91		0	400	400	400	400	1,25	1,00	0,566	221	134		2080	1718	102
50,1	350,7	13,55	211,3	2,518	10,60	19,92		0	301	301	301	301	1,66	1,00	0,567	208	131		2078	1716	90
50,1	450,3	13,45	211,2	2,518	10,60	19,92		0	400	400	400	400	1,25	1,00	0,567	220	133		2079	1717	100
50,3	549,6	13,25	211,0	2,517	10,60	19,91		0	499	499	499	499	1,00	1,00	0,565	230	135	*0,010*	2080	1719	110
50,3	650,6	12,70	210,4	2,515	10,59	19,87		0	600	600	600	600	1,00	1,00	0,561	243	136	0,051	2083	1723	123

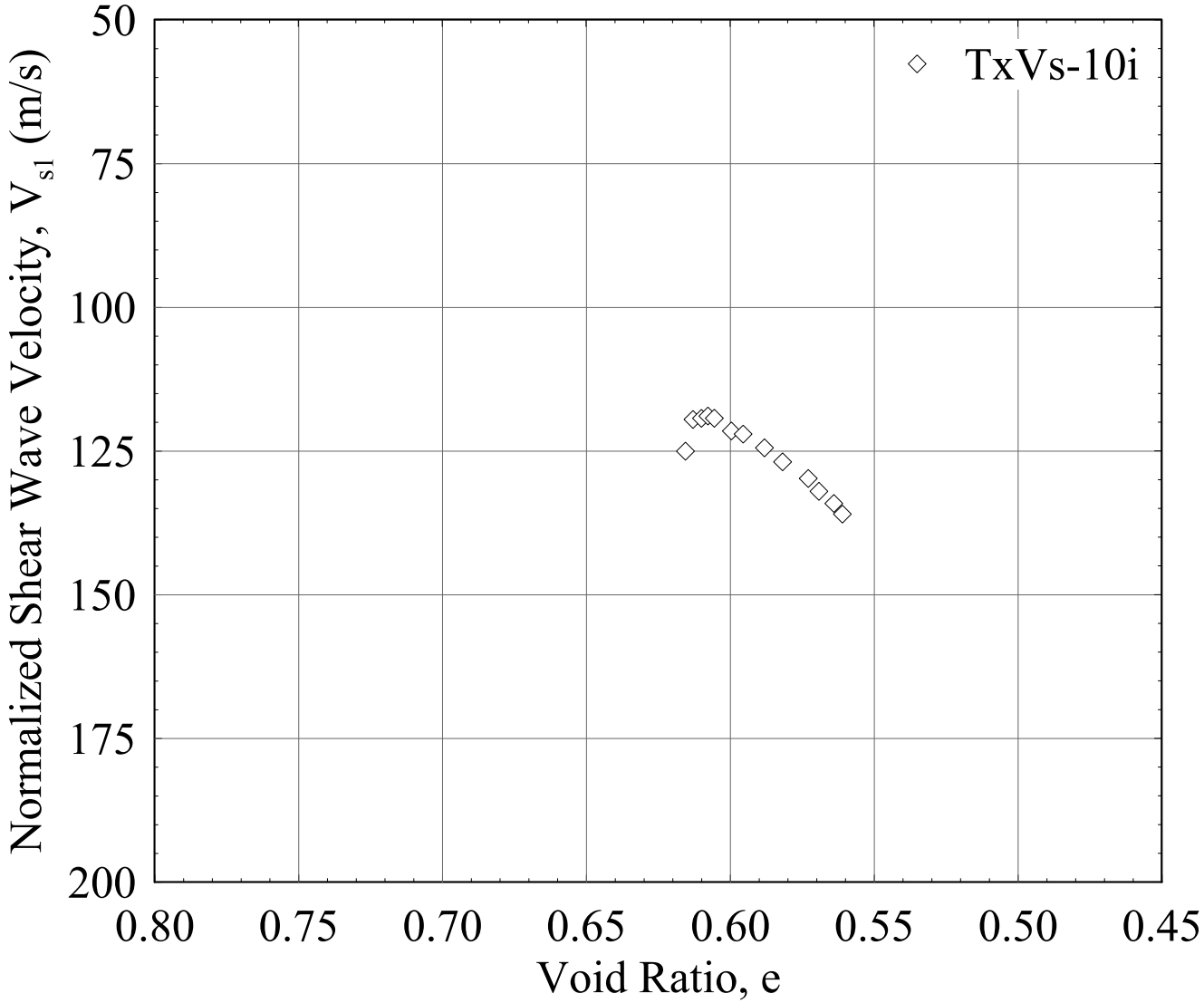


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
TxVs-10i
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


TxVs-10i
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

Essai TxVs-11a 920 kPa

Déposition

Tarre		1180
M_{tarre}	g	17,31
M_{t+s+w}	g	109,52
M_{t+s}	g	86,46
$w_{dép.}$	**%**	**33,3**

Param. prélim.

V_T	227cm^3
V_s	140cm^3
V_w	87cm^3
e_0	0,63
ρ_d	1655kg/m^3

Dimensions échantillon

D_{H1}	51,20mm		D_{B3}	51,30mm
D_{H2}	51,33mm		H_{T1}	169,05mm
D_{H3}	50,88mm		H_{T2}	169,25mm
D_{M1}	50,85mm		H_{T3}	170,18mm
D_{M2}	50,89mm		D	50,71mm
D_{M3}	50,84mm		H	112,35mm
D_{B1}	51,08mm			
D_{B2}	50,75mm			

Paramètres finaux

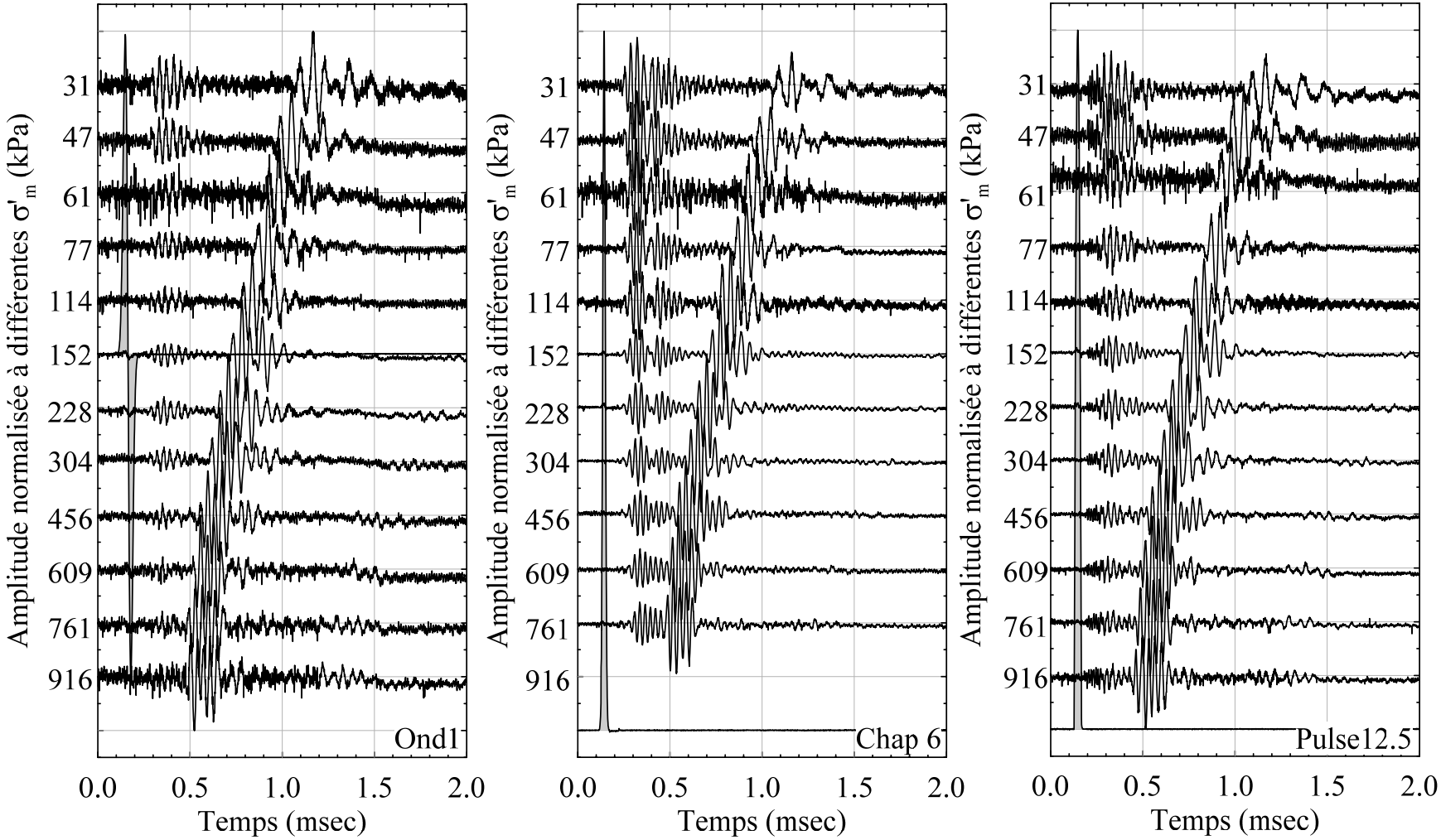
V_T	216cm^3
V_s	140cm^3
V_w	76cm^3
ρ_d	**1739kg/m^3**
e_{fin}	**0,547**
σ'_m	916kPa
σ'_c	599kPa
w	**20,32%**
ρ	**2093kg/m^3**

Masse finale

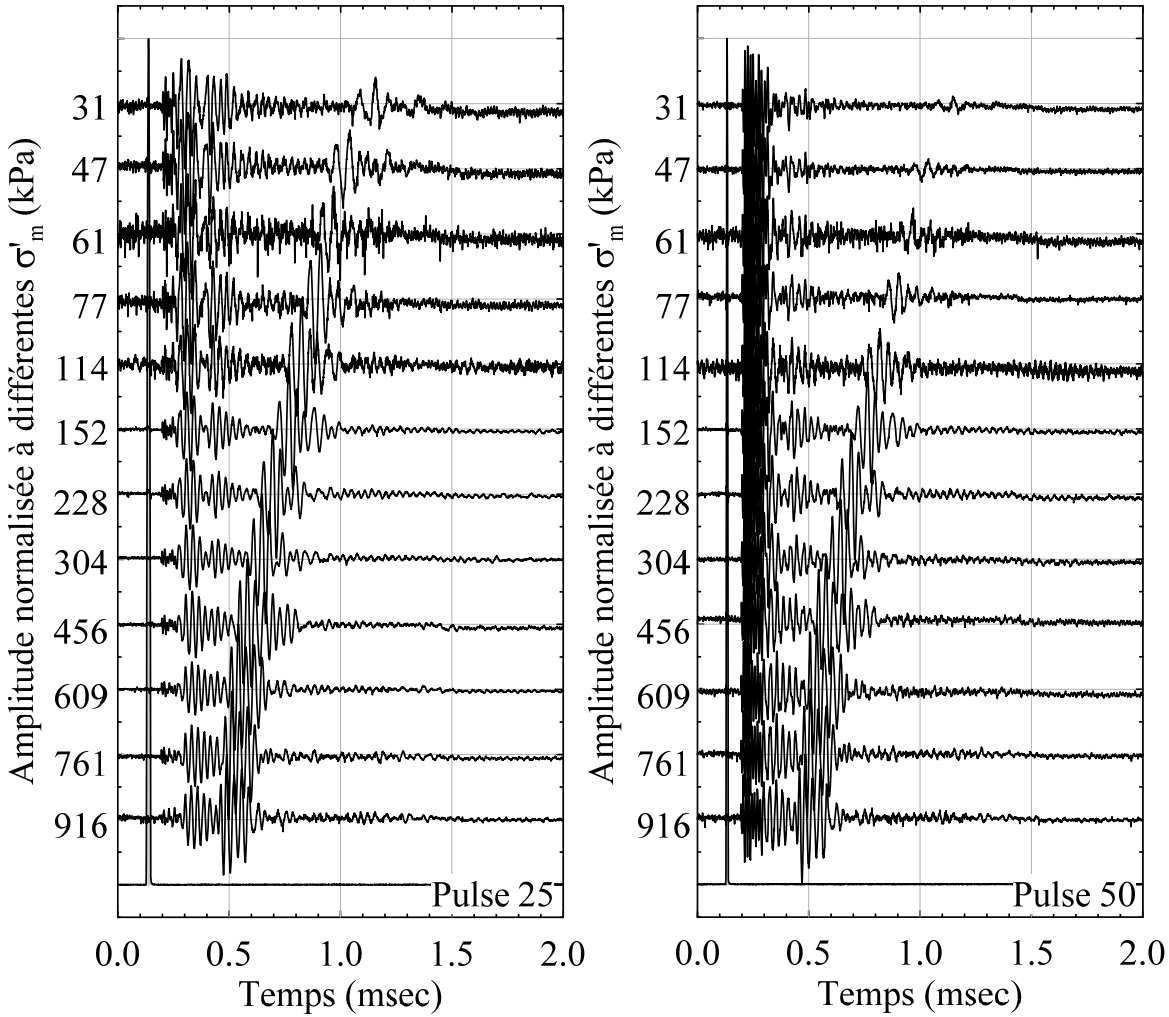
M_t	17,4g
M_{t+s}	392,9g
M_s	**375,5g**

Paliers de consolidation

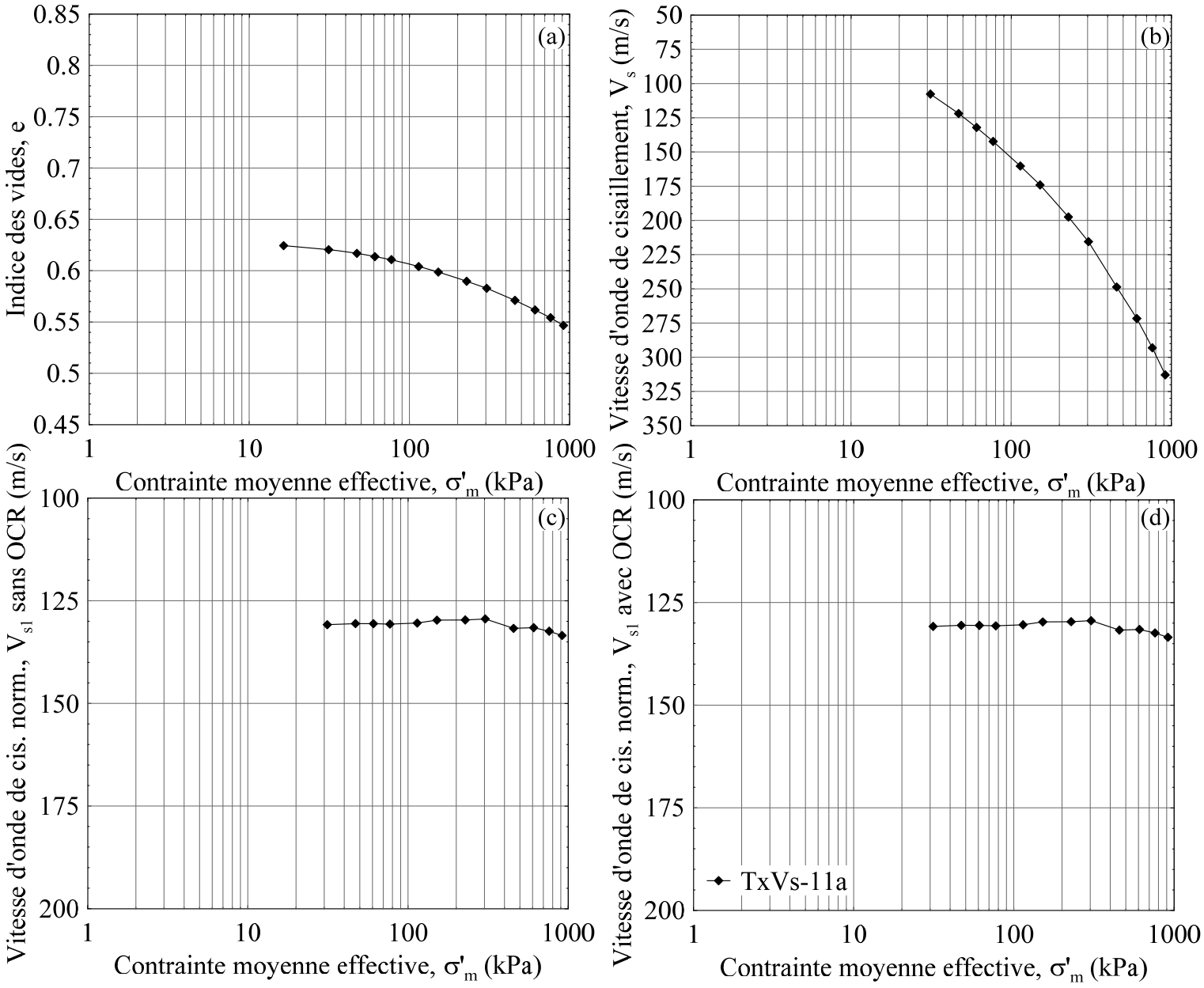
σ_b kPa	σ_c kPa	V_w ml	V cm^3	R_c cm	H_c cm	A_c cm^2	F N	σ_D kPa	σ'_1 kPa	σ'_3 kPa	σ'_2 kPa	σ'_m kPa	OCR	K_0	e	V_s m/s	V_{s1} m/s	$C_c\|C_r$ -	ρ_{sat} kg/m^3	ρ_d kg/m^3	G MPa
			226,9		11,24	20,20	3								0,625	-	-				
48,7	60,2	14,00	226,9	-	11,24	20,20	0	0	12	12	12	12	1,00	1,00	0,625				2040	1655	
48,6	59,8	13,85	226,8	-	11,18	20,28	32	16	27	11	11	16	1,00	0,42	0,624			0,007	2040	1656	
48,7	70,0	13,45	226,2	-	11,14	20,31	61	30	51	21	21	31	1,00	0,41	0,620	109	146	0,014	2043	1660	24
48,9	80,1	12,95	225,7	-	11,10	20,34	97	47	79	31	31	47	1,00	0,40	0,617	123	149	0,020	2045	1664	31
49,0	89,4	12,50	225,3	-	11,06	20,36	125	61	102	40	40	61	1,00	0,40	0,614	133	150	0,029	2047	1667	36
49,2	100,1	12,10	224,9	-	11,04	20,37	161	79	130	51	51	77	1,00	0,39	0,611	143	152	0,028	2049	1670	42
49,5	124,2	11,15	223,9	-	10,99	20,37	241	118	193	75	75	114	1,00	0,39	0,604	160	155	0,040	2054	1677	53
50,0	149,6	10,40	223,2	-	10,96	20,36	317	156	255	100	100	152	1,00	0,39	0,599	173	156	0,044	2057	1683	62
50,1	199,6	9,15	221,9	-	10,88	20,40	480	235	385	150	150	228	1,00	0,39	0,590	195	159	0,051	2063	1692	79
50,2	249,2	8,20	221,0	-	10,82	20,43	643	315	514	199	199	304	1,00	0,39	0,583	212	161	0,054	2068	1699	93
49,7	349,0	6,55	219,3	-	10,73	20,44	960	470	769	299	299	456	1,00	0,39	0,571	243	166	0,067	2076	1712	122
49,8	450,0	11,70	218,0	-	10,65	20,46	1280	626	1026	400	400	609	1,00	0,39	0,562	263	168	0,074	2082	1722	144
50,1	549,1	10,65	217,0	-	10,59	20,48	1611	787	1286	499	499	761	1,00	0,39	0,554	282	170	0,077	2087	1731	166
50,1	648,9	9,60	215,9	-	10,54	20,49	1952	953	1552	599	599	916	1,00	0,39	0,547	300	172	0,093	2093	1739	188

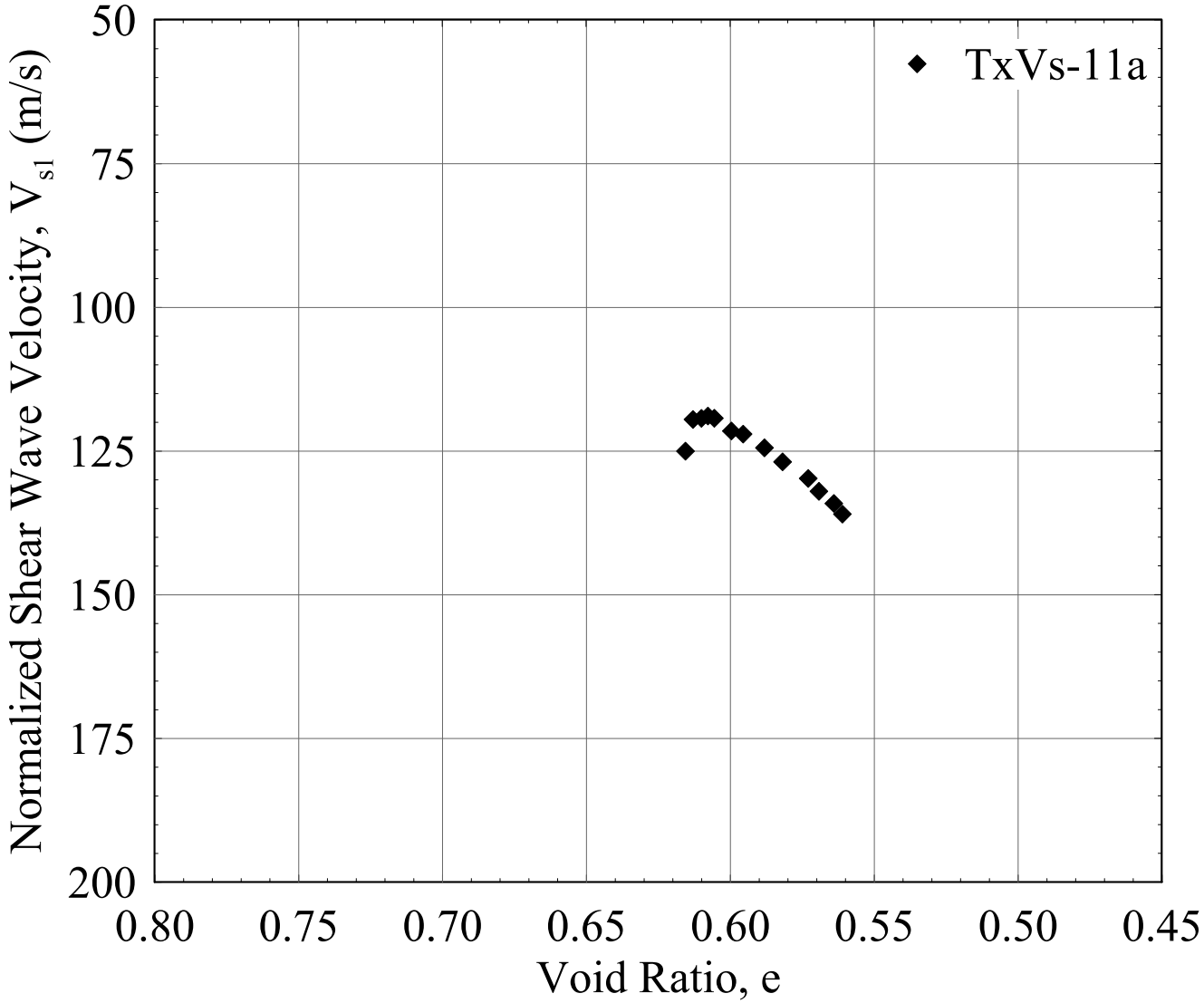


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
TxVs-11a
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


TxVs-11a
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

Essai TxVs-12a 920 kPa

Déposition

Tarre		1158
M_{tarre}	g	17,32
M_{t+s+w}	g	263,43
M_{t+s}	g	199,22
$w_{dép.}$	**%**	**35,3**

Param. prélim.

V_T	222cm^3
V_s	136cm^3
V_w	86cm^3
e_0	0,64
ρ_d	1644kg/m^3

Dimensions échantillon

D_{H1}	51,03mm		D_{B3}	50,84mm
D_{H2}	50,96mm		H_{T1}	168,98mm
D_{H3}	51,12mm		H_{T2}	167,71mm
D_{M1}	51,08mm		H_{T3}	166,69mm
D_{M2}	50,53mm		H_{T4}	167,56mm
D_{M3}	50,37mm		D	50,57mm
D_{B1}	51,38mm		H	110,60mm
D_{B2}	50,54mm			

Paramètres finaux

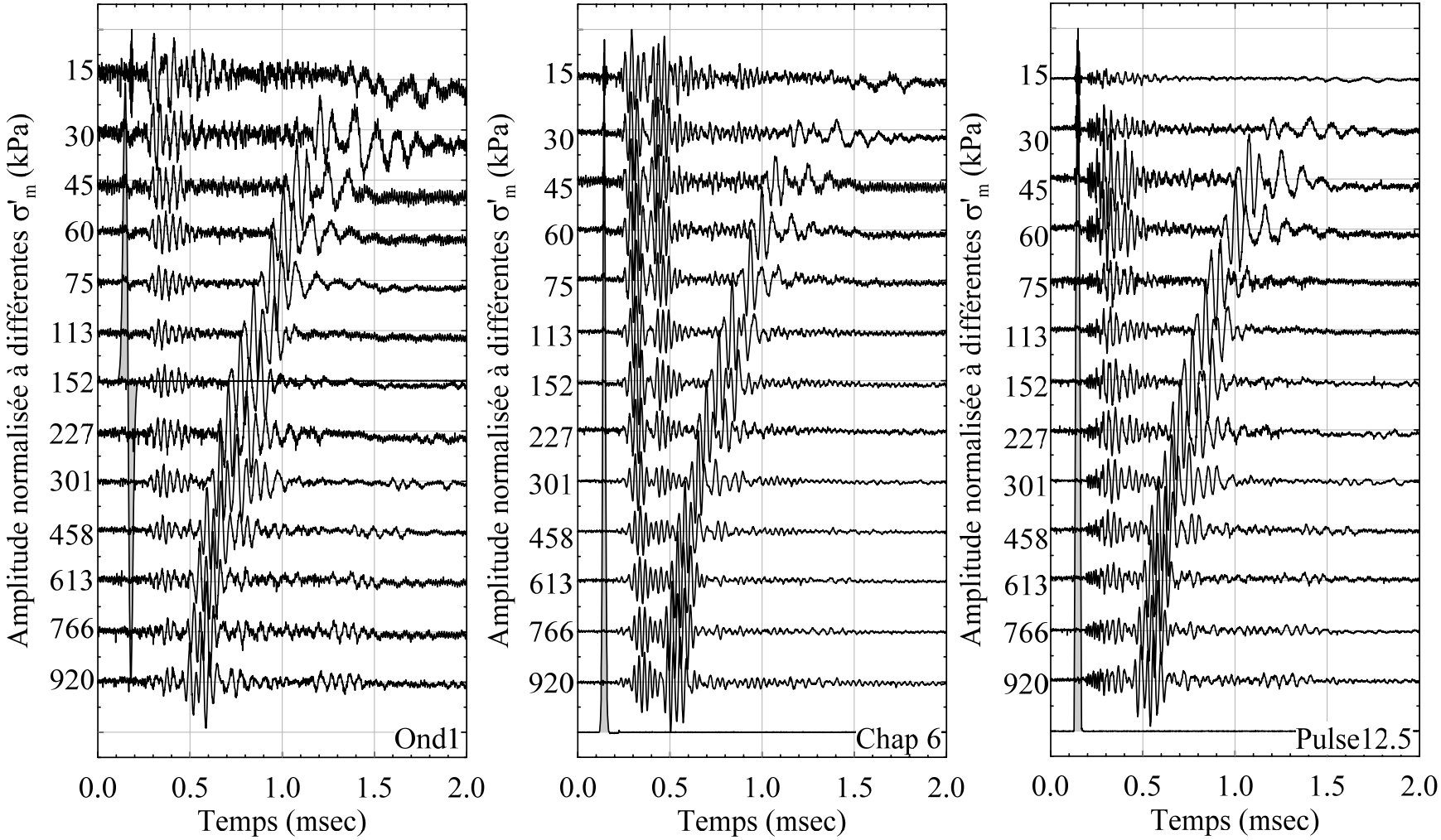
V_T	207cm^3
V_s	136cm^3
V_w	71cm^3
ρ_d	**1765kg/m^3**
e_{fin}	**0,524**
σ'_m	920kPa
σ'_c	595kPa
w	**19,49%**
ρ	**2109kg/m^3**

Masse finale

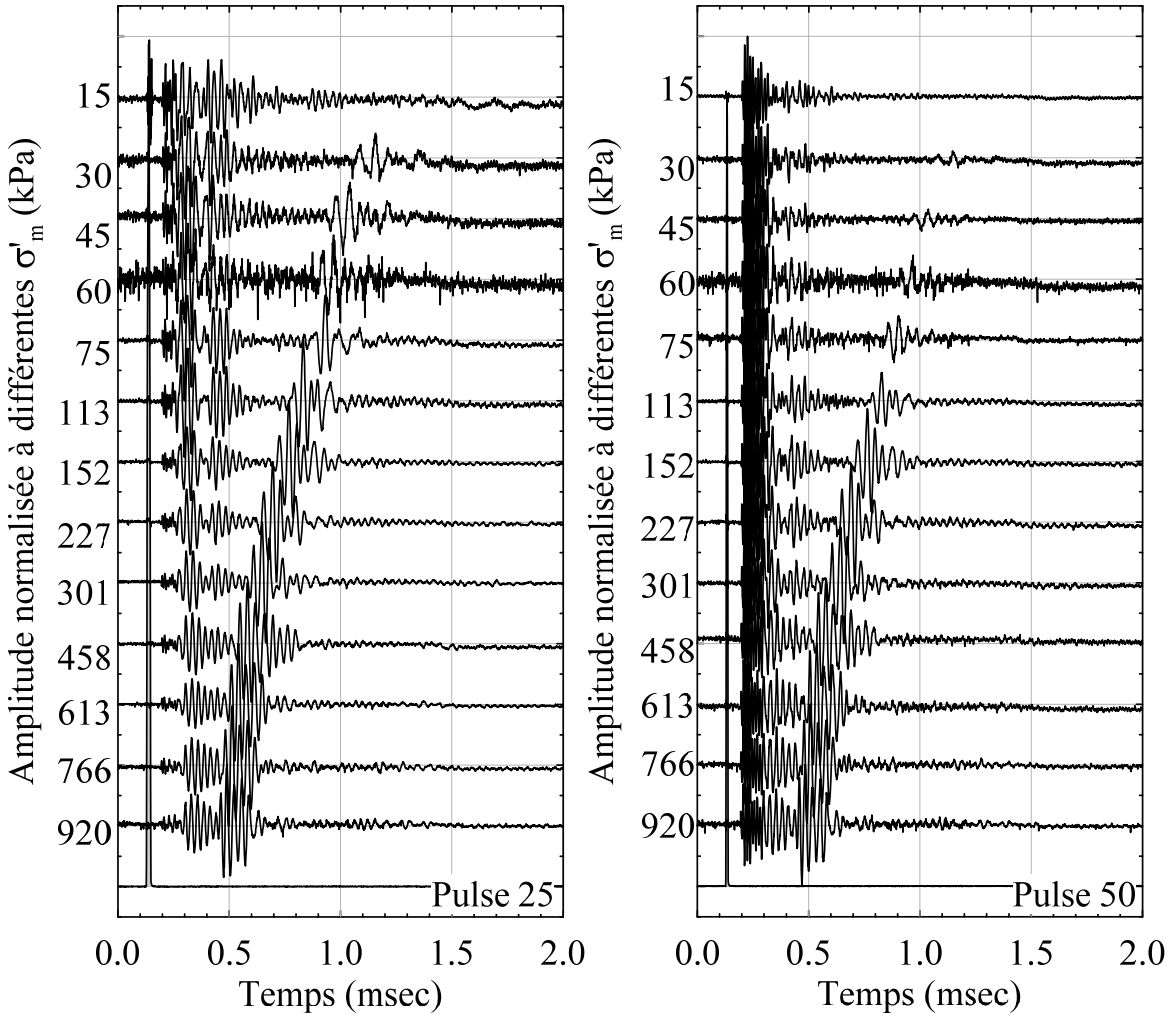
M_t	17,5g
M_{t+s}	382,7g
M_s	**365,2g**

Paliers de consolidation

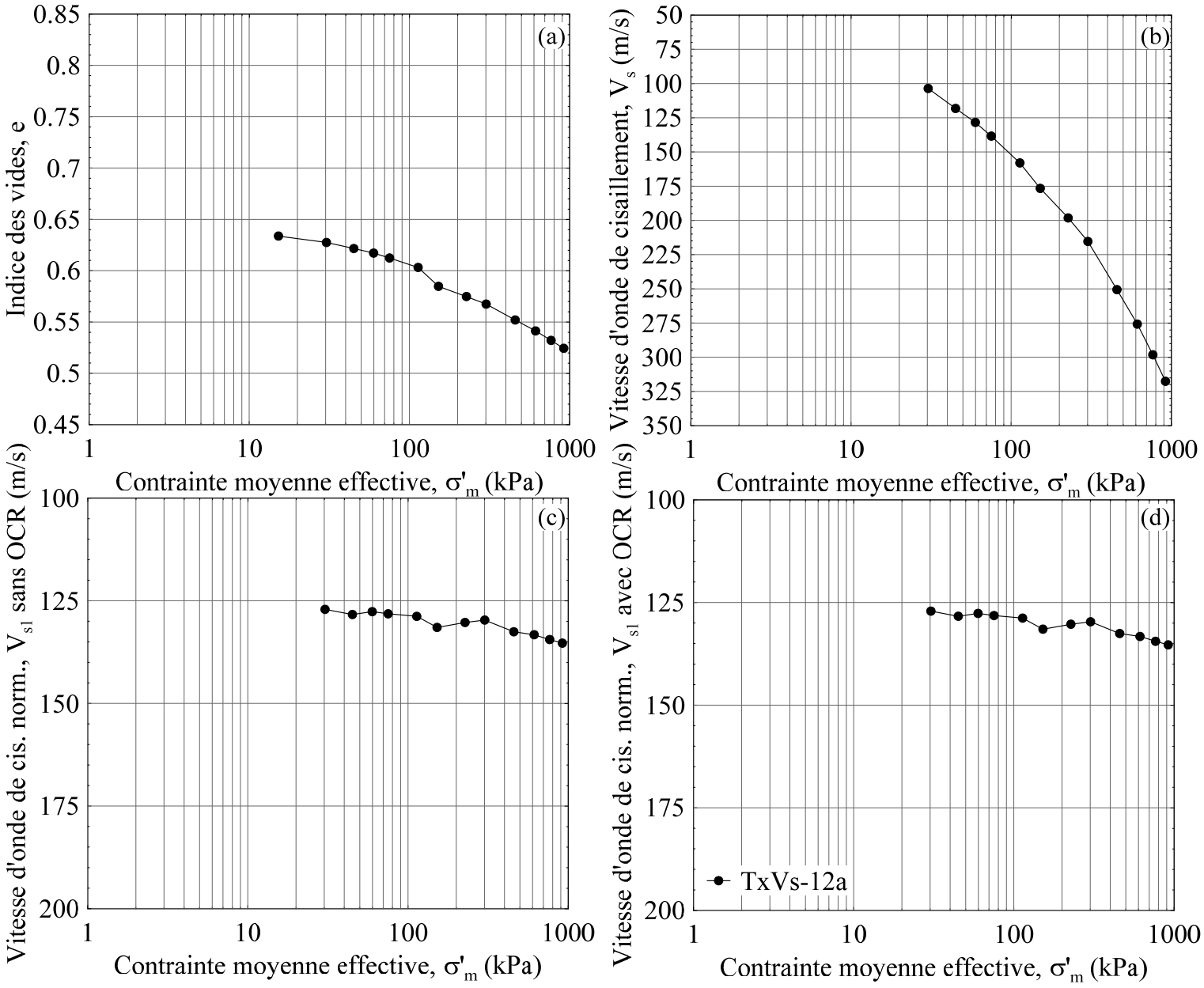
σ_b kPa	σ_c kPa	V_w ml	V cm^3	R_c cm	H_c cm	A_c cm^2	F N	σ_D kPa	σ'_1 kPa	σ'_3 kPa	σ'_2 kPa	σ'_m kPa	OCR	K_0	e	V_s m/s	V_{s1} m/s	$C_c\|C_r$ -	ρ_{sat} kg/m^3	ρ_d kg/m^3	G MPa
			222,1		11,06	20,08									0,636	-	-				
50,0	60,1	17,05	222,1	-	11,06	20,08	0	0	10	10	10	10	1,00	1,00	0,636				2033	1644	
50,1	60,1	16,75	221,8	-	11,01	20,14	32	16	26	10	10	15	1,00	0,39	0,634			0,012	2034	1647	
50,4	70,4	15,90	221,0	-	10,97	20,15	63	31	51	20	20	30	1,00	0,39	0,627	103	139	0,021	2038	1653	22
50,7	80,0	15,10	220,2	-	10,93	20,15	95	47	76	29	29	45	1,00	0,38	0,622	117	143	0,034	2042	1659	28
50,9	89,9	14,50	219,6	-	10,89	20,16	126	62	101	39	39	60	1,00	0,38	0,617	127	145	0,036	2045	1663	33
51,1	100,0	13,85	218,9	-	10,86	20,16	159	79	128	49	49	75	1,00	0,38	0,612	137	147	0,048	2048	1668	38
51,4	125,0	12,60	217,7	-	10,80	20,15	241	119	193	74	74	113	1,00	0,38	0,603	155	150	0,051	2054	1678	49
52,6	149,2	10,10	215,2	-	10,75	20,01	332	166	263	97	97	152	1,00	0,37	0,585	173	155		2066	1697	62
53,0	199,6	8,75	213,8	-	10,69	20,00	483	241	388	147	147	227	1,00	0,38	0,575	193	157	0,057	2073	1708	77
53,1	250,3	7,75	212,8	-	10,64	20,00	625	313	510	197	197	301	1,00	0,39	0,567	208	158	0,060	2078	1716	90
53,4	348,8	5,65	210,7	-	10,55	19,98	974	487	783	295	295	458	1,00	0,38	0,552	240	164	0,085	2089	1733	121
53,6	449,5	4,20	209,3	-	10,47	19,99	1301	651	1047	396	396	613	1,00	0,38	0,541	262	167	0,084	2096	1745	144
53,7	548,2	2,95	208,0	-	10,41	19,98	1629	815	1310	495	495	766	1,00	0,38	0,532	282	170	0,095	2103	1756	167
54,0	648,8	1,90	207,0	-	10,36	19,99	1948	975	1569	595	595	920	1,00	0,38	0,524	299	172	0,098	2109	1765	189

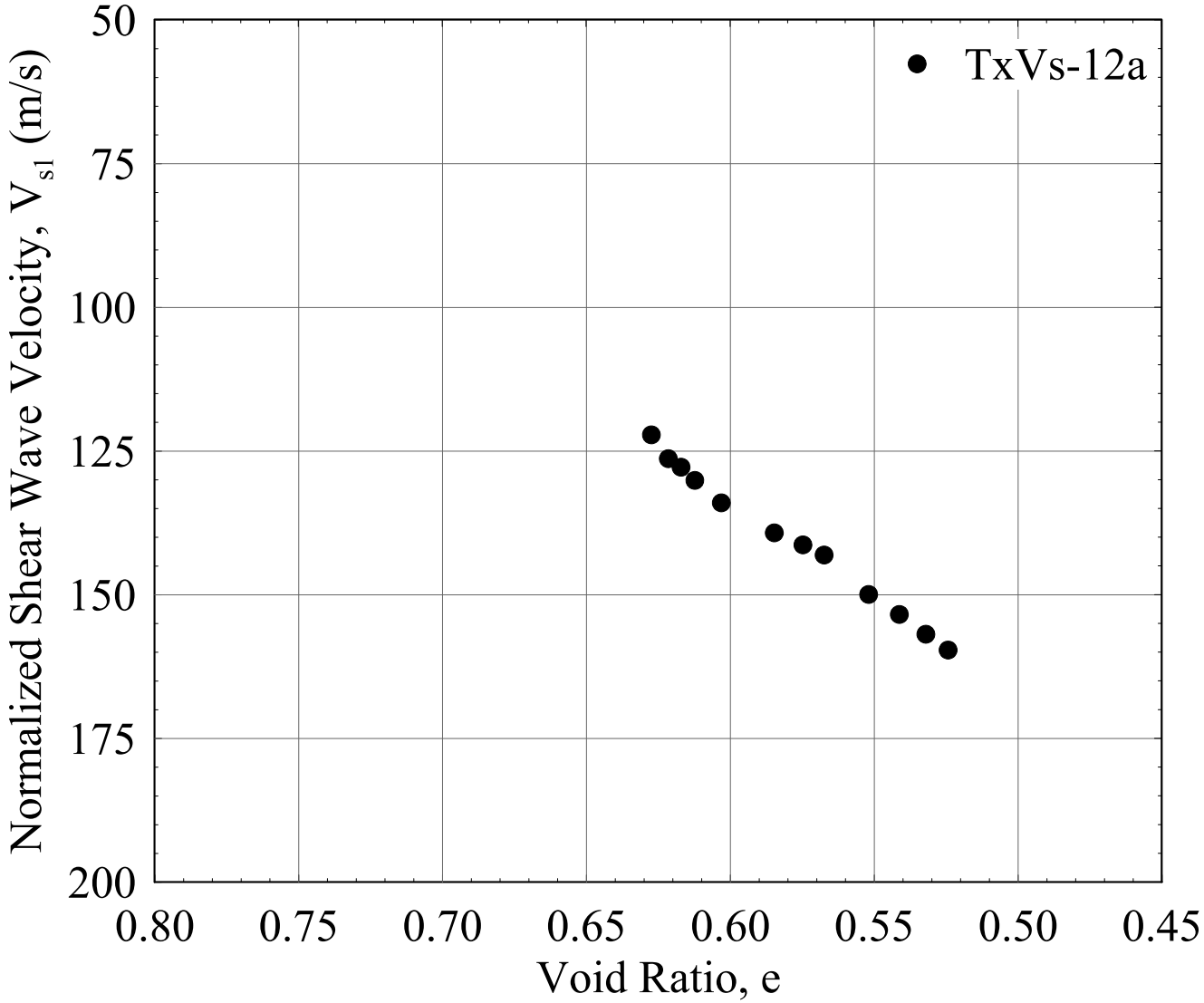


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
TxVs-12a
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


TxVs-12a
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

Essai TxVs-13i 600 kPa

Déposition

Tarre		1156
M_{tarre}	g	17,86
M_{t+s+w}	g	649,90
M_{t+s}	g	482,75
$w_{dép.}$	**%**	**36,0**

Param. prélim.

V_T	224cm^3
V_s	136cm^3
V_w	89cm^3
e_0	0,65
ρ_d	1626kg/m^3

Dimensions échantillon

D_{H1}	51,06mm		D_{B3}	50,87mm
D_{H2}	51,04mm		H_{T1}	167,15mm
D_{H3}	51,25mm		H_{T2}	167,70mm
D_{M1}	51,19mm		H_{T3}	170,00mm
D_{M2}	50,92mm		H_{T4}	167,42mm
D_{M3}	50,61mm		D	50,76mm
D_{B1}	51,52mm		H	110,93mm
D_{B2}	51,08mm		H/R	4,37

Paramètres finaux

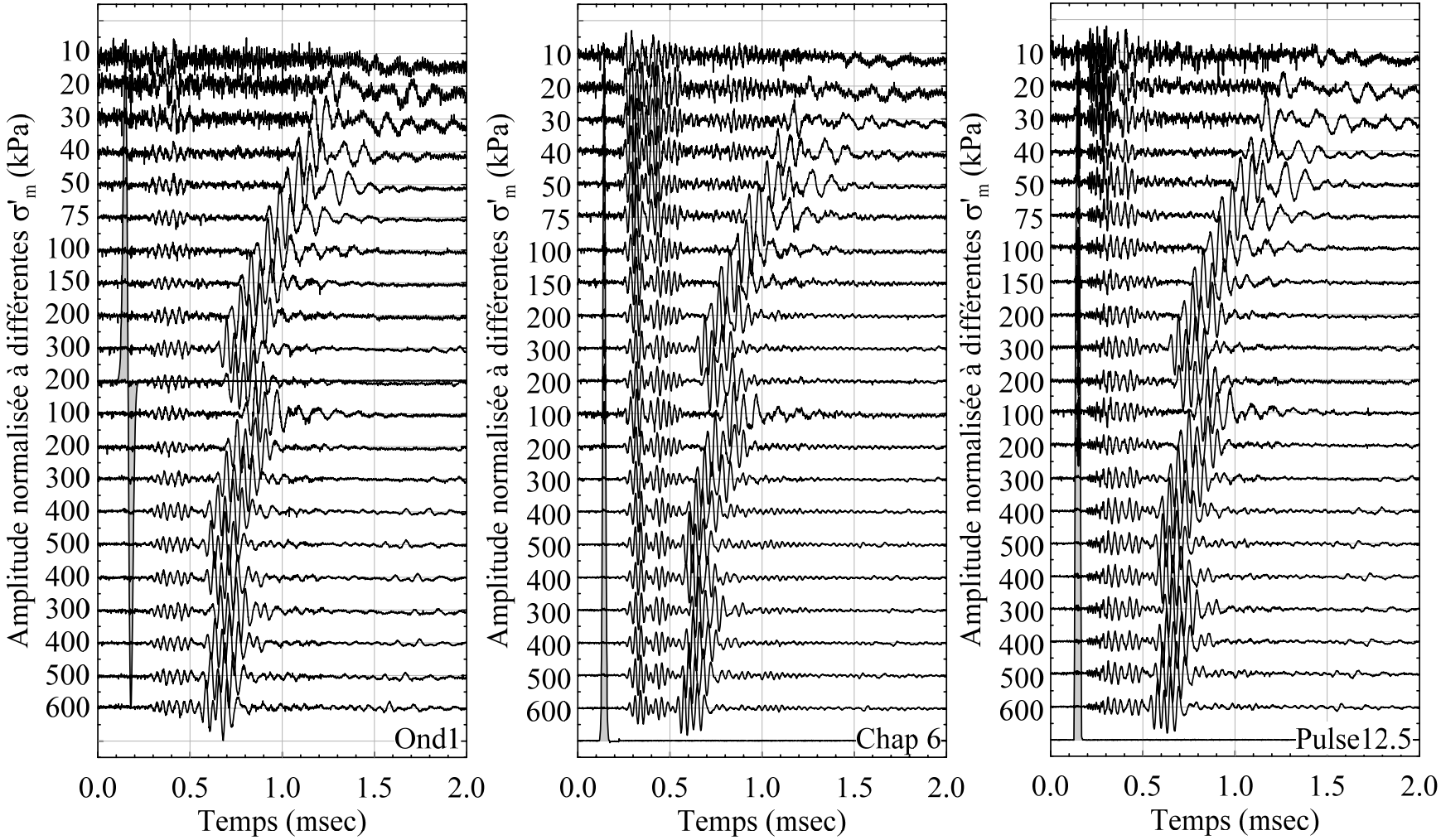
V_T	214cm^3		A_c	19,58cm^2
V_s	136cm^3		H_c	109,13cm
V_w	78cm^3		B_{chk}	0,99
ρ_d	**1708kg/m^3**		**ε**	**0,50 µm/s**
e_{fin}	**0,575**			
σ'_m	599kPa			
σ'_c	599kPa			
w	**21,37%**			
ρ	**2073kg/m^3**			

Masse finale

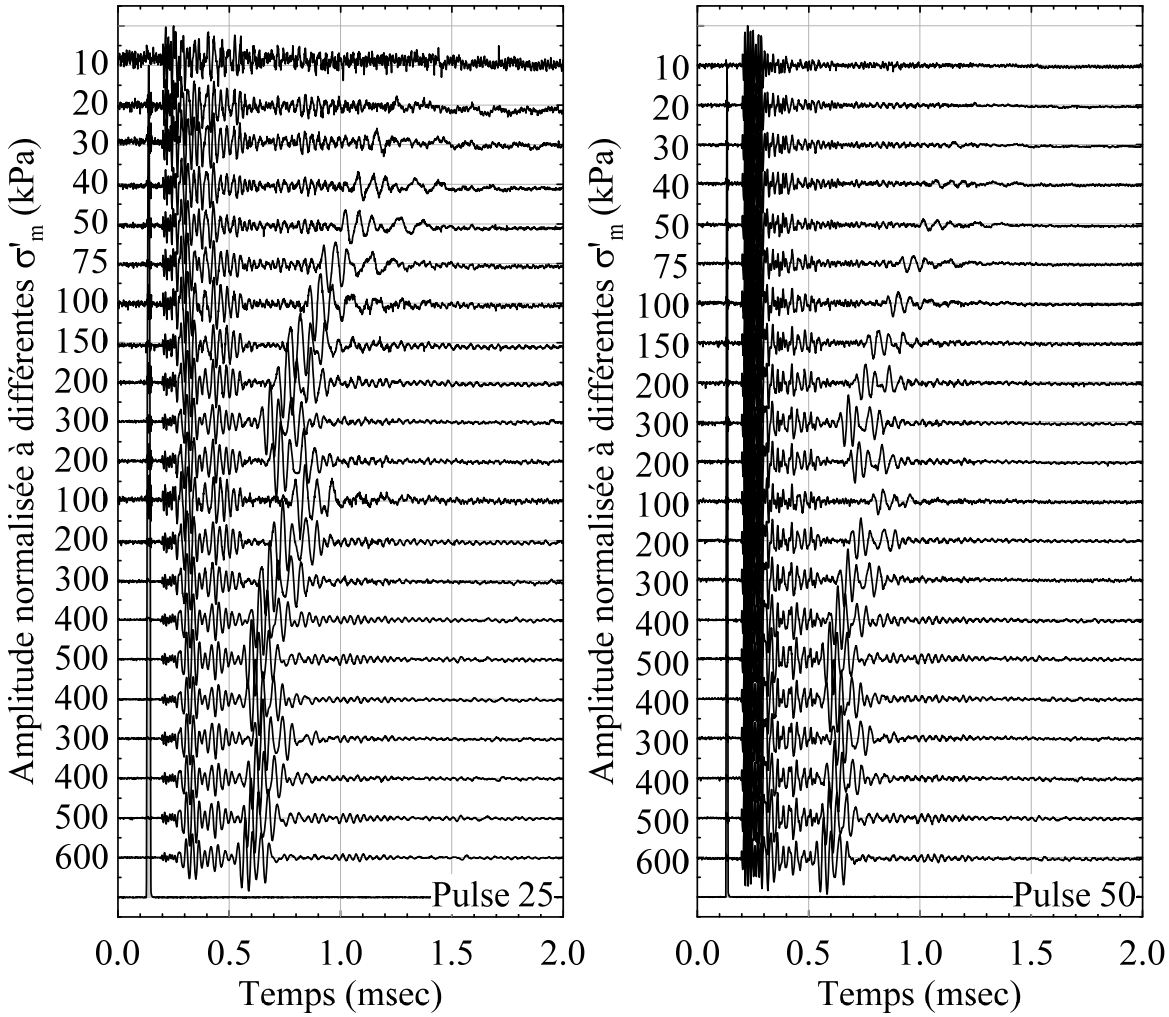
M_t	17,3g
M_{t+s}	382,4g
M_s	**365,0g**

Paliers de consolidation

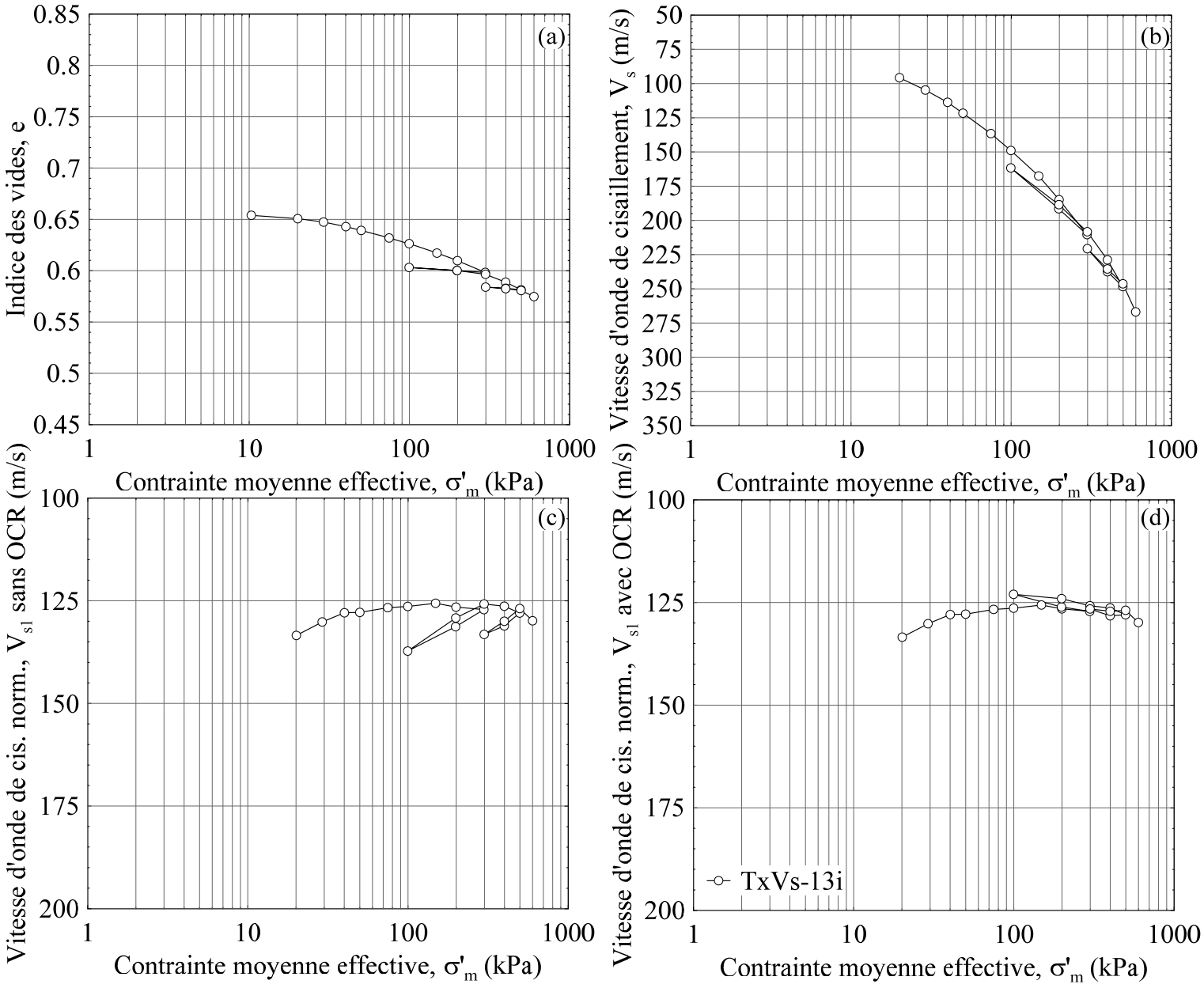
σ_b kPa	σ_c kPa	V_w ml	V cm^3	R_c cm	H_c cm	A_c cm^2	F N	σ_D kPa	σ'_1 kPa	σ'_3 kPa	σ'_2 kPa	σ'_m kPa	OCR	K_0	e	V_s m/s	V_{s1} m/s	C_c|C_r -	ρ_{sat} kg/m^3	ρ_d kg/m^3	G MPa
			224,4		11,09	20,23									0,654	-	-				
49,7	60,0	12,65	224,4	2,538	11,09	20,23	0	0	10	10	10	10	1,00	1,00	0,654				2022	1626	
50,0	70,1	12,20	224,0	2,536	11,09	20,21	0	0	20	20	20	20	1,00	1,00	0,651	96	125	0,011	2024	1630	19
50,1	79,2	11,75	223,5	2,534	11,08	20,18	0	0	29	29	29	29	1,00	1,00	0,647	105	125	0,021	2026	1633	22
50,1	90,2	11,15	222,9	2,532	11,07	20,14	0	0	40	40	40	40	1,00	1,00	0,643	114	125	0,032	2029	1637	26
50,0	100,0	10,65	222,4	2,530	11,06	20,11	0	0	50	50	50	50	1,00	1,00	0,639	122	127	0,038	2031	1641	30
50,4	125,1	9,65	221,4	2,526	11,04	20,05	0	0	75	75	75	75	1,00	1,00	0,632	137	129	0,042	2036	1648	38
50,3	149,9	8,90	220,7	2,524	11,03	20,01	0	0	100	100	100	100	1,00	1,00	0,626	149	130	0,044	2039	1654	45
50,6	199,2	7,65	219,4	2,519	11,01	19,93	0	0	149	149	149	149	1,00	1,00	0,617	168	133	0,053	2045	1663	57
50,5	249,8	6,65	218,4	2,515	10,99	19,87	0	0	199	199	199	199	1,00	1,00	0,610	185	136	0,058	2050	1671	70
51,0	348,6	5,10	216,9	2,509	10,97	19,78	0	0	298	298	298	298	1,00	1,00	0,598	210	140	0,066	2057	1683	91
50,7	248,8	5,35	217,1	2,510	10,97	19,79	0	0	198	198	198	198	1,50	1,00	0,600	191	136		2056	1681	75
50,8	150,3	5,75	217,5	2,511	10,98	19,82	0	0	100	100	100	100	3,00	1,00	0,603	162	127		2054	1678	54
51,0	249,5	5,35	217,1	2,510	10,97	19,79	0	0	199	199	199	199	1,50	1,00	0,600	189	133		2056	1681	73
50,9	349,4	4,85	216,6	2,508	10,96	19,76	0	0	299	299	299	299	1,00	1,00	0,596	208	139	*0,014*	2059	1685	89
51,0	449,9	3,80	215,6	2,504	10,94	19,70	0	0	399	399	399	399	1,00	1,00	0,589	229	142	0,061	2064	1693	108
51,1	549,1	2,80	214,6	2,500	10,93	19,64	0	0	498	498	498	498	1,00	1,00	0,581	248	146	0,076	2069	1701	128
51,0	449,8	3,00	214,8	2,501	10,93	19,65	0	0	399	399	399	399	1,25	1,00	0,583	238	144		2068	1699	117
51,0	350,0	3,15	214,9	2,501	10,93	19,66	0	0	299	299	299	299	1,67	1,00	0,584	221	140		2067	1698	101
51,0	450,0	2,95	214,7	2,501	10,93	19,65	0	0	399	399	399	399	1,25	1,00	0,582	236	143		2068	1700	115
51,1	549,6	2,70	214,5	2,500	10,93	19,63	0	0	499	499	499	499	1,00	1,00	0,581	246	144	*0,015*	2069	1702	126
51,3	650,3	1,90	213,7	2,497	10,91	19,58	0	0	599	599	599	599	1,00	1,00	0,575	267	149	0,074	2073	1708	148

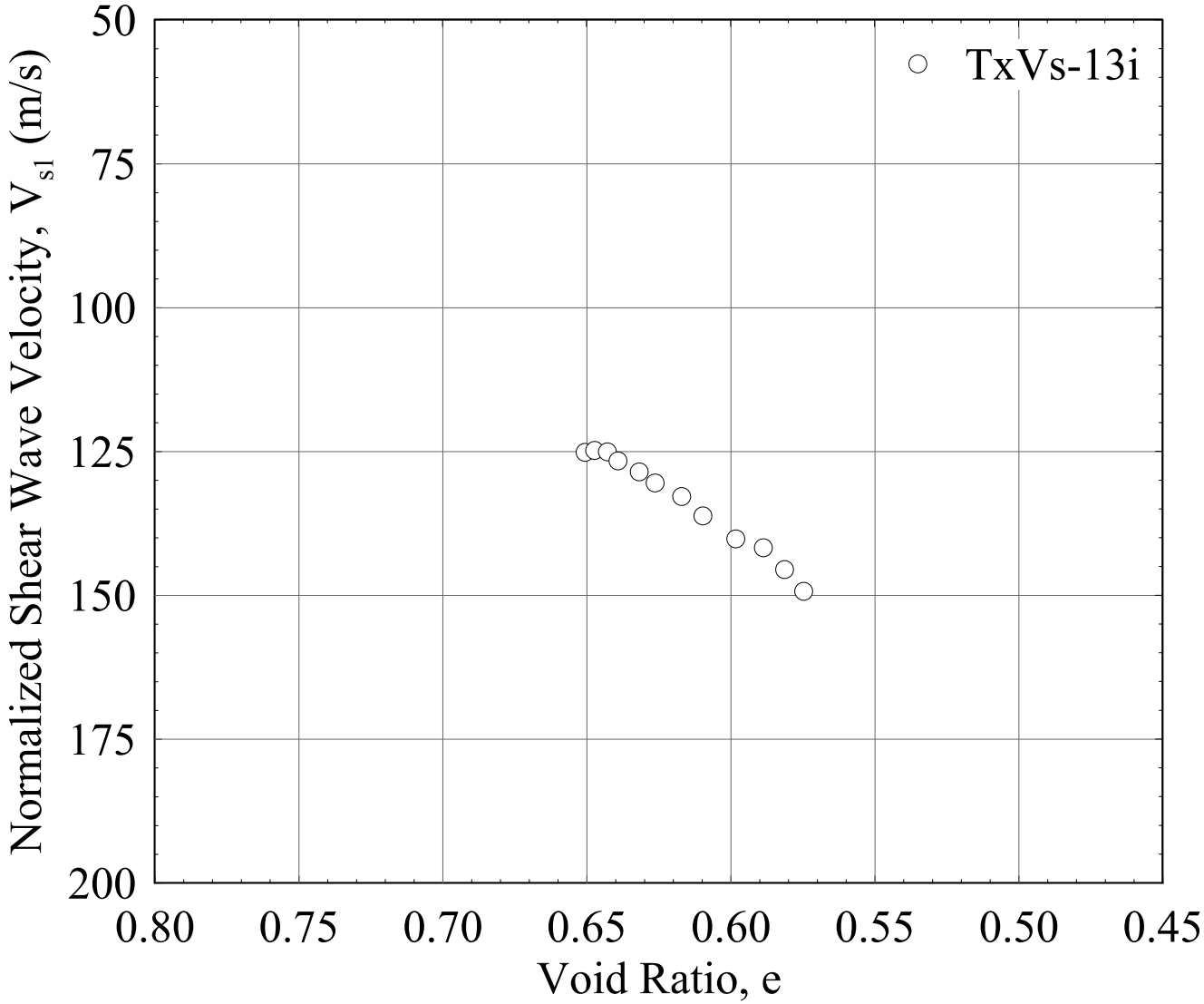


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
TxVs-13i
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


TxVs-13i
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

Essai OedoVs-1 720 kPa

Déposition

Tarre		1156
M_{tarre}	g	17,86
M_{t+s+w}	g	649,90
M_{t+s}	g	482,75
$w_{dépos}$	**%**	**36,0**

Param. prélim.

V_T	96cm³
V_s	53cm³
V_w	43cm³
e_0	0,80
ρ_d	1491kg/m³

K_O=	0,38

Dim. échant.

D_1	63,70mm
D_2	63,38mm
D_3	63,52mm
D	63,53mm
H	30,14mm
B_L	10,94

Masse finale

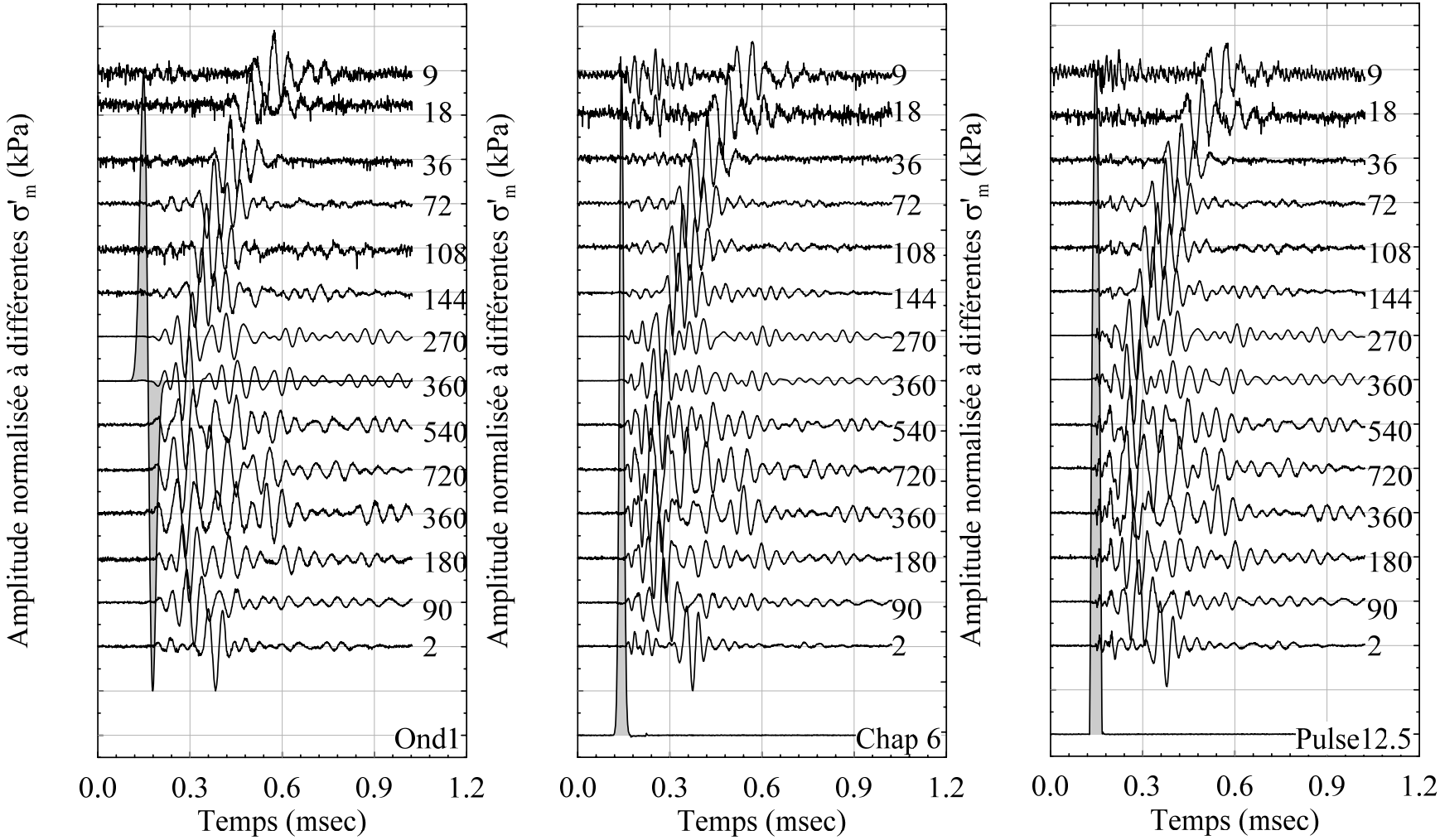
M_t	17,4g
M_{t+s}	160,0g
M_s	**142,5g**

Hauteur fin.

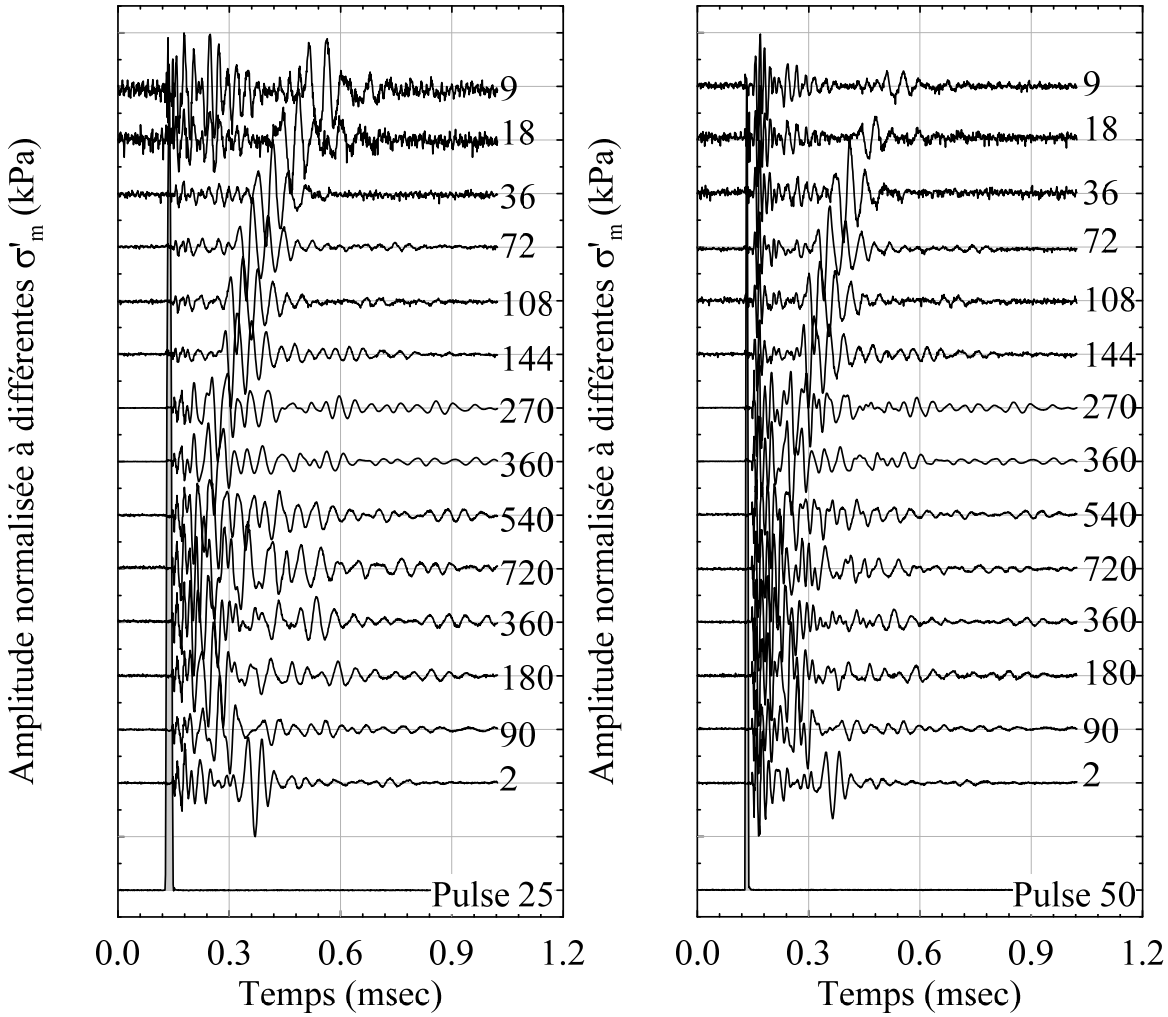
H_f	26,46**mm**

Paliers de consolidation

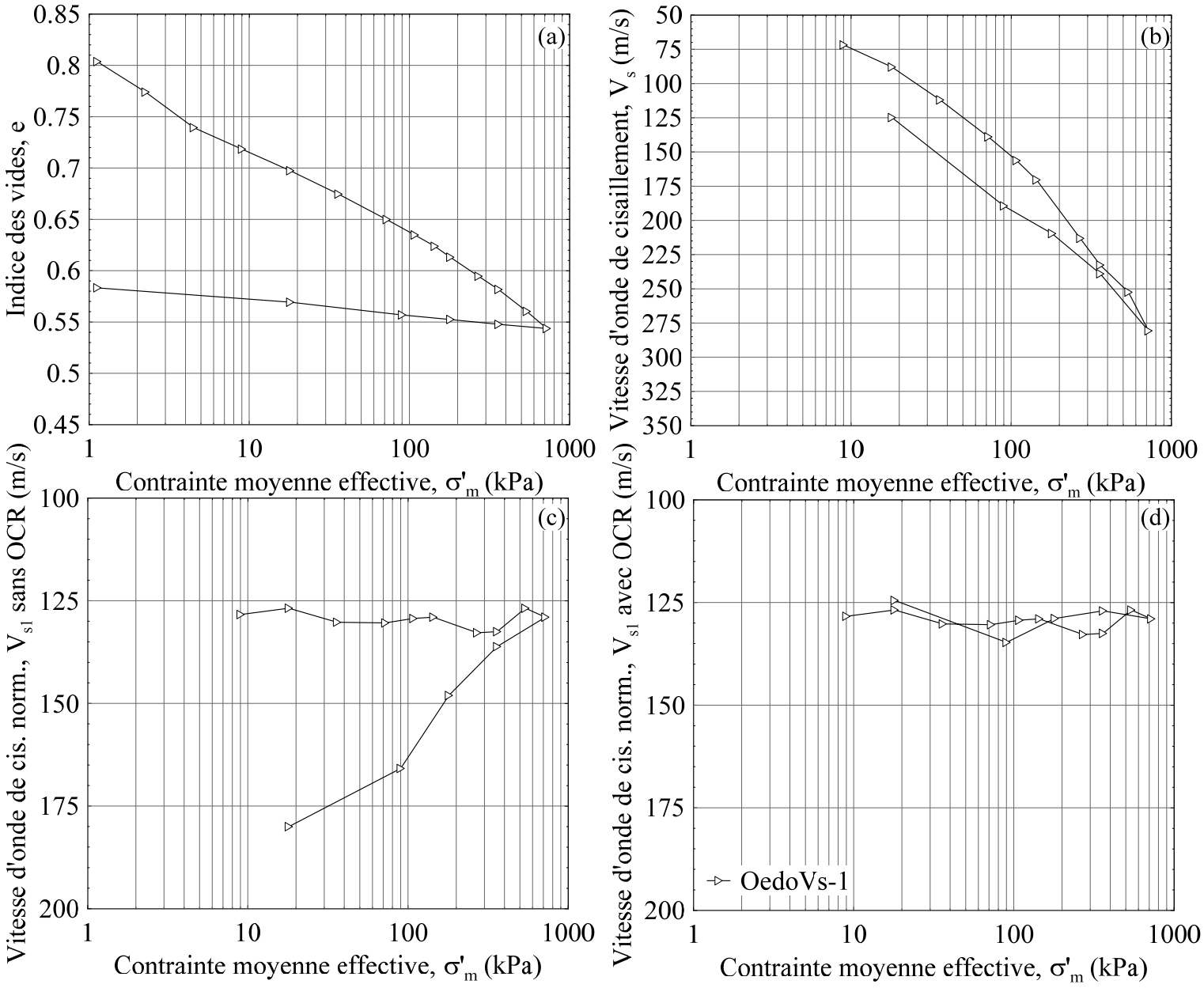
F_v lbs	σ'_v kPa	σ'_h kPa	σ'_m kPa	t mm	ΔHc mm	Hc mm	e	OCR	Vs m/s	V_{s1} m/s	C_c|C_r -	ρ kg/m³	ρ_d kg/m³	G MPa
							0,804		-	-				
0,1	1,9	0,7	1,1	-0,2	3,68	30,14	0,804	1				1937	1491	
0,3	3,8	1,5	2,3	-0,7	3,19	29,65	0,774	1			0,099	1953	1516	
0,5	7,7	2,9	4,5	-1,3	2,61	29,07	0,739	1			0,115	1972	1547	
1,0	15,4	5,8	9,0	-1,6	2,26	28,72	0,718	1	72	131	0,070	1983	1565	10
2,0	30,7	11,7	18,0	-2,0	1,91	28,37	0,697	1	88	135	0,070	1996	1585	15
4,0	61,4	23,3	36,0	-2,3	1,53	27,99	0,675	1	112	144	0,076	2009	1606	25
8,0	122,8	46,7	72,0	-2,8	1,11	27,57	0,650	1	139	151	0,082	2024	1630	39
12,0	184,2	70,0	108,1	-3,0	0,86	27,32	0,635	1	156	153	0,085	2034	1645	50
16,0	245,6	93,3	144,1	-3,2	0,68	27,14	0,624	1	170	156	0,088	2041	1657	59
20,0	307,0	116,7	180,1	-3,4	0,50	26,96	0,613	1			0,110	2048	1668	0
30,0	460,5	175,0	270,2	-3,7	0,19	26,65	0,595	1	213	166	0,106	2060	1687	94
40,0	614,0	233,3	360,2	-3,9	-0,03	26,43	0,582	1	233	169	0,103	2068	1701	112
60,0	921,0	350,0	540,3	-4,3	-0,38	26,08	0,560	1	252	166	0,121	2083	1724	133
80,0	1228,0	466,6	720,4	-4,5	-0,66	25,80	0,544	1	281	171	0,134	2095	1743	165
40,0	614,0	233,3	360,2	-4,5	-0,60	25,87	0,548	2	239	162	*0,014*	2092	1738	119
20,0	307,0	116,7	180,1	-4,4	-0,52	25,95	0,552	4	210	158	*0,016*	2089	1733	92
10,0	153,5	58,3	90,1	-4,3	-0,44	26,02	0,557	8	189	158	*0,015*	2085	1728	75
2,0	30,7	11,7	18,0	-4,1	-0,23	26,23	0,569	40	125	133	*0,018*	2077	1714	32
0,1	1,9	0,7	1,1	-3,9	0,00	26,46	0,583	640			*0,012*	2067	1699	

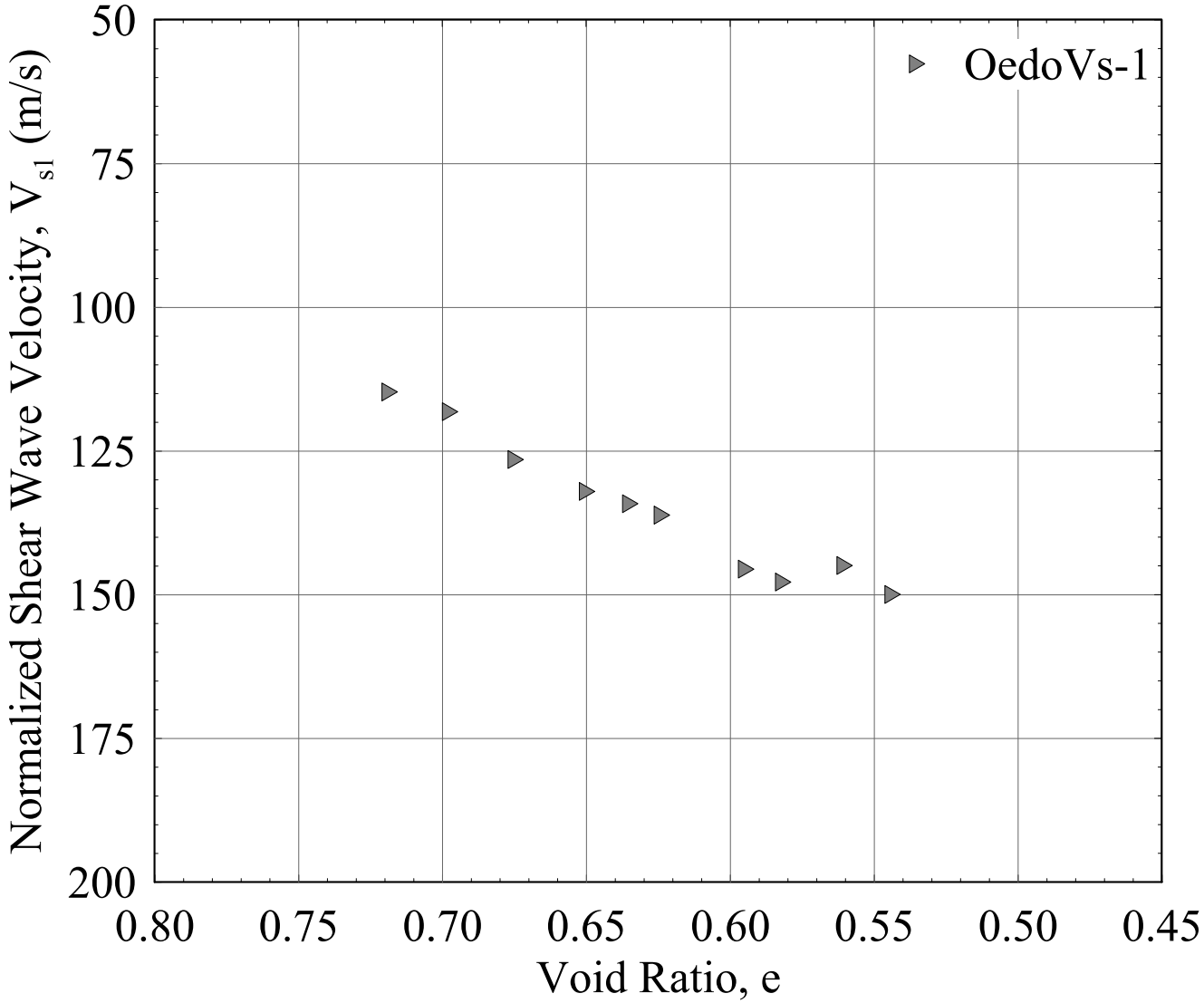


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
OedoVs-1
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


OedoVs-1
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

Essai OedoVs-2 720 kPa

Déposition

Tarre		1167
M_{tarre}	g	17,54
M_{t+s+w}	g	88,10
M_{t+s}	g	69,43
$w_{dépos}$	**%**	**36,0**

Param. prélim.

V_T	92cm^3
V_s	51cm^3
V_w	40cm^3
e_0	0,78
ρ_d	1511kg/m^3

K_O=	0,38

Dim. échant.

D_1	63,70mm
D_2	63,38mm
D_3	63,52mm
D	63,53mm
H	30,14mm
B_L	10,93

Masse finale

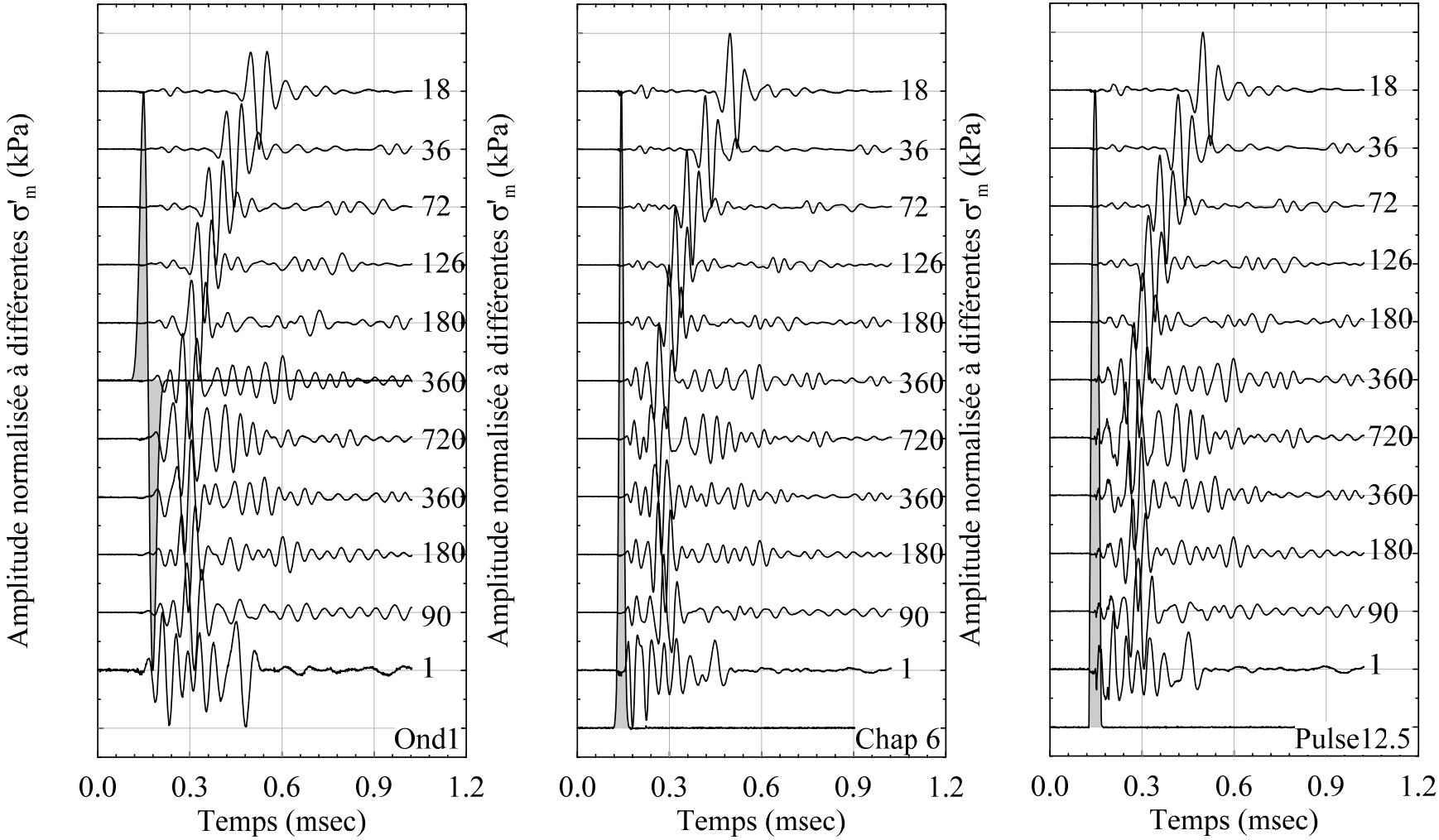
M_t	17,5g
M_{t+s}	155,9g
M_s	**138,4g**

Hauteur fin.

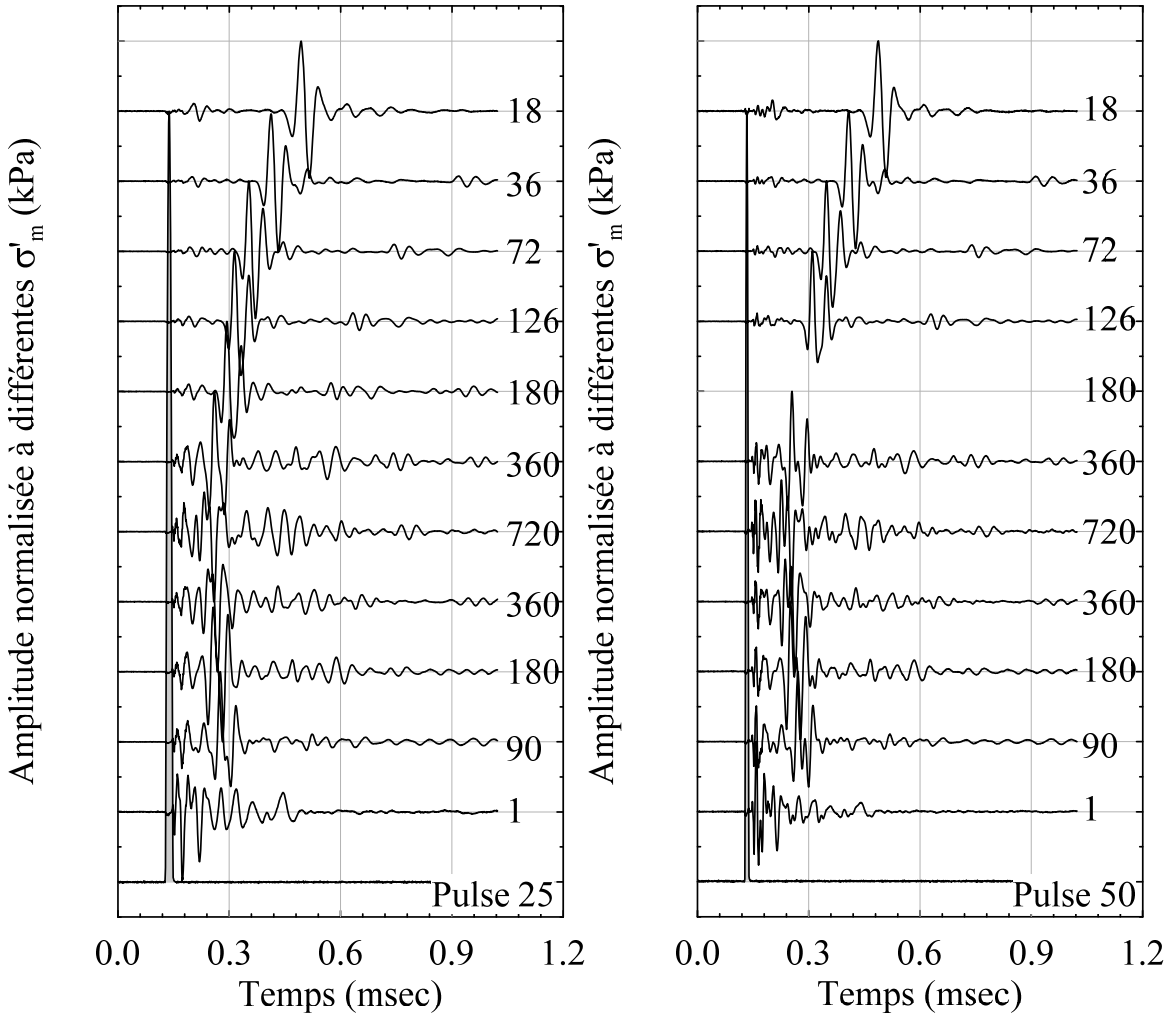
H_f	25,22**mm**

Paliers de consolidation

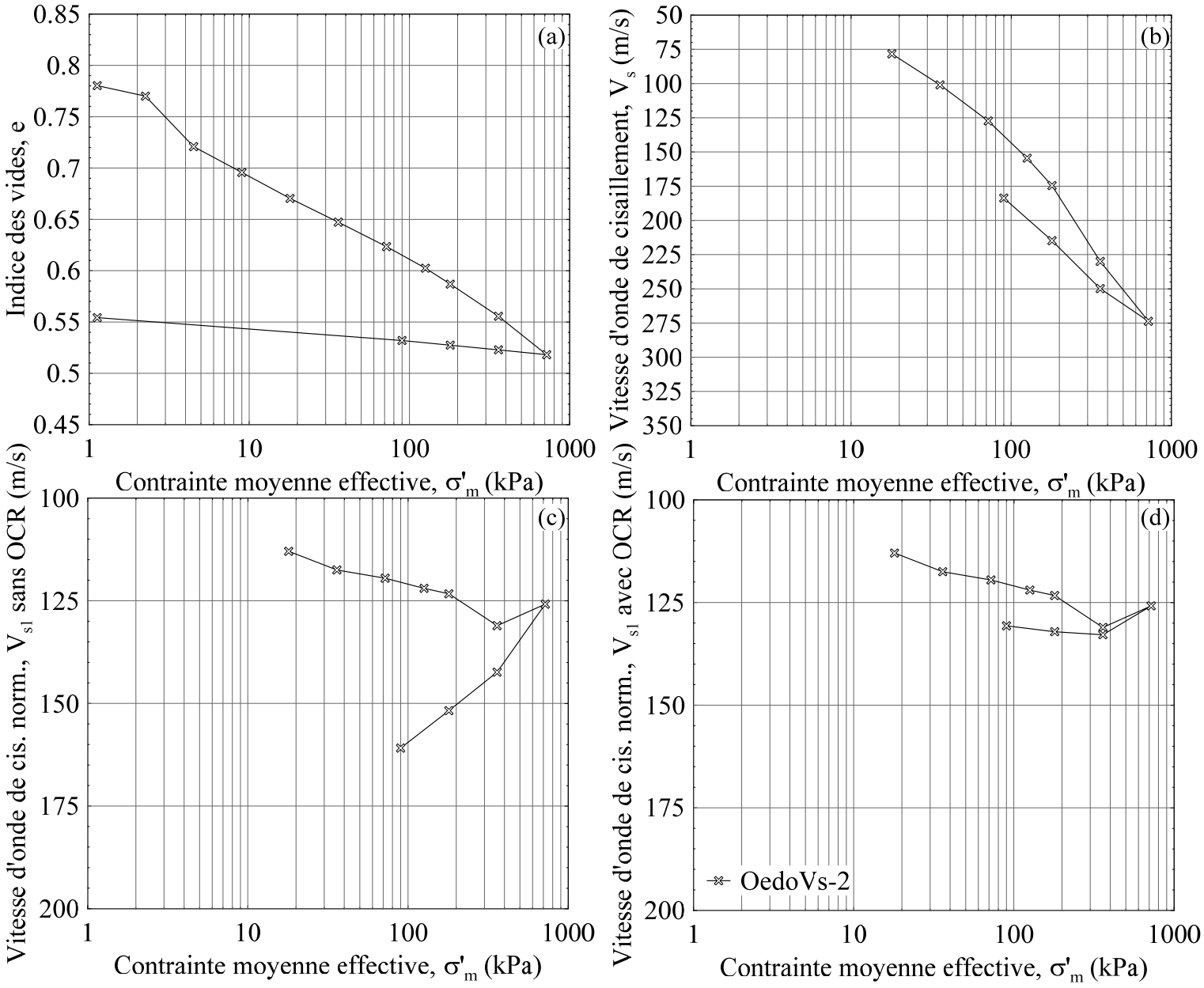
F_v lbs	σ'_v kPa	σ'_h kPa	σ'_m kPa	t mm	ΔHc mm	Hc mm	e	OCR	Vs m/s	V_{s1} m/s	C_c|C_r -	ρ kg/m^3	ρ_d kg/m^3	G MPa
							0,780		-	-				
0,1	1,9	0,7	1,1	-0,1	3,67	28,89	0,780	1				1949	1511	
0,3	3,8	1,5	2,2	-0,2	3,50	28,72	0,770	1			0,034	1955	1520	
0,5	7,7	2,9	4,5	-1,0	2,70	27,92	0,721	1			0,163	1982	1563	
1,0	15,3	5,8	9,0	-1,5	2,30	27,52	0,696	1			0,084	1997	1586	
2,0	30,7	11,7	18,0	-1,9	1,89	27,11	0,670	1	78	120	0,084	2012	1610	12
4,0	61,3	23,3	36,0	-2,2	1,51	26,73	0,647	1	101	130	0,077	2026	1633	21
8,0	122,7	46,6	72,0	-2,6	1,12	26,34	0,623	1	127	138	0,079	2041	1657	33
14,0	214,7	81,6	126,0	-3,0	0,78	26,00	0,602	1	155	146	0,086	2055	1679	49
20,0	306,7	116,6	179,9	-3,2	0,53	25,75	0,587	1	175	151	0,100	2065	1695	63
40,0	613,4	233,1	359,9	-3,7	0,02	25,24	0,556	1	230	167	0,104	2086	1729	110
80,0	1226,9	466,2	719,8	-4,3	-0,59	24,63	0,518	1	274	167	0,124	2113	1772	158
40,0	613,4	233,1	359,9	-4,3	-0,51	24,71	0,523	2	250	169	*0,016*	2110	1766	132
20,0	306,7	116,6	179,9	-4,2	-0,44	24,79	0,527	4	215	161	*0,015*	2106	1761	97
10,0	153,4	58,3	90,0	-4,1	-0,36	24,86	0,532	8	184	153	*0,015*	2103	1756	71
0,1	1,9	0,7	1,1	-3,7	0,00	25,22	0,554	640			*0,012*	2087	1731	

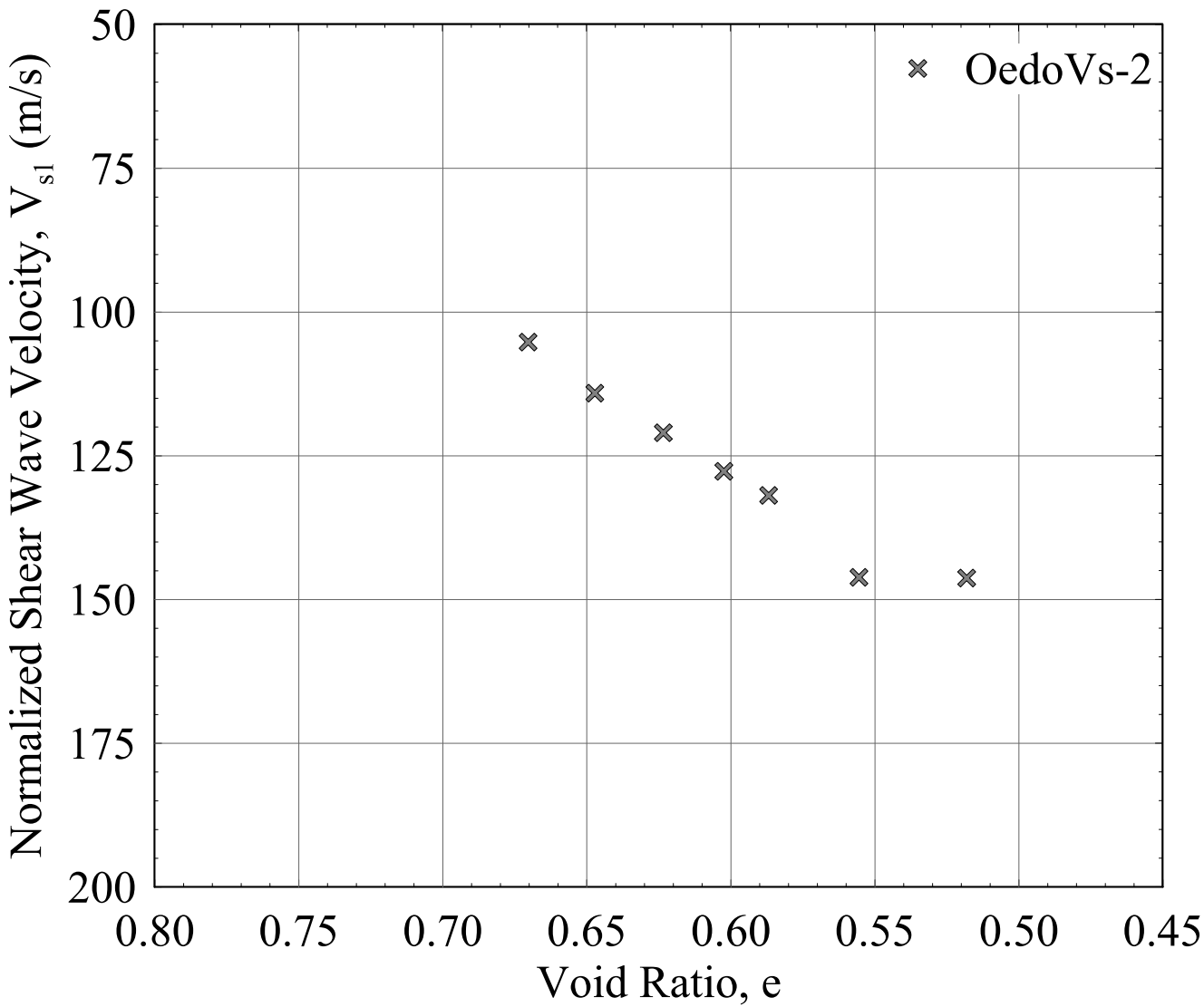


*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.



*Pour chacune des figures, le signal d'émission a été normalisé. Ce signal a ensuite été étiré sur toute la figure pour représenter le temps d'arrivé du signal.


(a)
Indice des vides, e
0.85
0.8
0.75
0.7
0.65
0.6
0.55
0.5
0.45
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(b)
Vitesse d'onde de cisaillement, Vs (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
225
250
275
300
325
350
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(c)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 sans OCR (m/s)
100
125
150
175
200
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)
(d)
Vitesse d'onde de cis. norm., Vs1 avec OCR (m/s)
100
125
150
175
200
OedoVs-2
1
10
100
1000
Contrainte moyenne effective, σ'm (kPa)


OedoVs-2
Normalized Shear Wave Velocity, V_{s1} (m/s)
50
75
100
125
150
175
200
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
0.50
0.45
Void Ratio, e

ANNEXE H – PREUVE DE SOUMISSION ARTICLE 1

26-Nov-2017

Dear M. Grimard:

Your manuscript entitled "A laboratory investigation of the response of consolidated tailings to undrained compressive loading and reduced confinement" has been successfully submitted online and is presently being given full consideration for publication in the Revue canadienne de géotechnique.

Your manuscript ID is cgj-2017-0683.

Please mention the above manuscript ID in all future correspondence or when contacting the office for questions. If there are any changes in your street address or e-mail address, please log in to ScholarOne Manuscripts at https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs and edit your user information as appropriate.

You can also view the status of your manuscript at any time by checking your Author Center after logging in to https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs.

Thank you for submitting your manuscript to the Revue canadienne de géotechnique.

Sincerely,

Revue canadienne de géotechnique Editorial Office

M. Grimard,

La présente est une confirmation automatisée de votre soumission. Nous avons bien reçu la soumission de votre nouveau manuscrit. Le personnel du Bureau de la rédaction fera part sous peu à l'auteur-ressource de toute préoccupation concernant cette soumission.

Numéro d'identification du manuscrit : cgj-2017-0683

Titre : A laboratory investigation of the response of consolidated tailings to undrained compressive loading and reduced confinement

Auteurs : Grimard, Louis-Philippe; James, Michael; Aubertin, Michel

Veuillez mentionner le numéro de manuscrit ci-dessus dans toute correspondance avec le Bureau de la rédaction.

Vous pouvez voir le statut de votre manuscrit en tout temps en consultant votre Centre d'auteur à l'adresse https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs.

Merci d'avoir soumis votre manuscrit à la Revue canadienne de géotechnique

Meilleures salutations,

Bureau de la rédaction

Revue canadienne de géotechnique

ANNEXE I – PREUVE DE SOUMISSION DE L'ARTICLE 2

18-Nov-2017

Dear M. Grimard:

Your manuscript entitled "Consolidation characteristics of hydraulically deposited tailings obtained from shear wave velocity (Vs) measurements in triaxial and oedometric cells with P-RAT" has been successfully submitted online and is presently being given full consideration for publication in the Revue canadienne de géotechnique.

Your manuscript ID is cgj-2017-0667.

Please mention the above manuscript ID in all future correspondence or when contacting the office for questions. If there are any changes in your street address or e-mail address, please log in to ScholarOne Manuscripts at https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs and edit your user information as appropriate.

You can also view the status of your manuscript at any time by checking your Author Center after logging in to https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs.

Thank you for submitting your manuscript to the Revue canadienne de géotechnique.

Sincerely,

Revue canadienne de géotechnique Editorial Office

M. Grimard,

La présente est une confirmation automatisée de votre soumission. Nous avons bien reçu la soumission de votre nouveau manuscrit. Le personnel du Bureau de la rédaction fera part sous peu à l'auteur-ressource de toute préoccupation concernant cette soumission.

Numéro d'identification du manuscrit : cgj-2017-0667

Titre : Consolidation characteristics of hydraulically deposited tailings obtained from shear wave velocity (Vs) measurements in triaxial and oedometric cells with P-RAT

Auteurs : Grimard, Louis-Philippe; Karray, Mourad; James, Michael; Aubertin, Michel

Veuillez mentionner le numéro de manuscrit ci-dessus dans toute correspondance avec le Bureau de la rédaction.

Vous pouvez voir le statut de votre manuscrit en tout temps en consultant votre Centre d'auteur à l'adresse https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs.

Merci d'avoir soumis votre manuscrit à la Revue canadienne de géotechnique

Meilleures salutations,

Bureau de la rédaction

Revue canadienne de géotechnique

ANNEXE J – MÉTHODES DE CASAGRANDE ET TAYLOR

La méthode de Casagrande (1938) utilise les courbes du déplacement en fonction du logarithme du temps comme illustré sur la ci-dessous pour un essai de consolidation oedométrique. Le c_v obtenu avec cette méthode est calculé pour un degré de consolidation de 50% avec la lecture micrométrique R_{50} (mm) et le temps t_{50} (min).

Ces valeurs sont déterminées à partir des valeurs R_{100} et R_0 correspondant respectivement aux lectures micrométriques à 100% de la consolidation primaire (t_{100}) et au temps initial (t_0). Le R_{100} est représenté par le point de jonction des tangentes de la courbe de théorique comme montré sur la figure ci-dessous. Le R_0 est obtenu à partir des lectures micrométriques; R_1 et R_2 sont déterminées pour les temps t_1 et t_2 (où t_2=4t_1), de la portion initiale de la courbe théorique (comme montré sur la figure ci-dessous). La lecture initiale R_0 est représentée par la distance (R_2-R_1) au-dessus de la lecture micrométrique R_1:

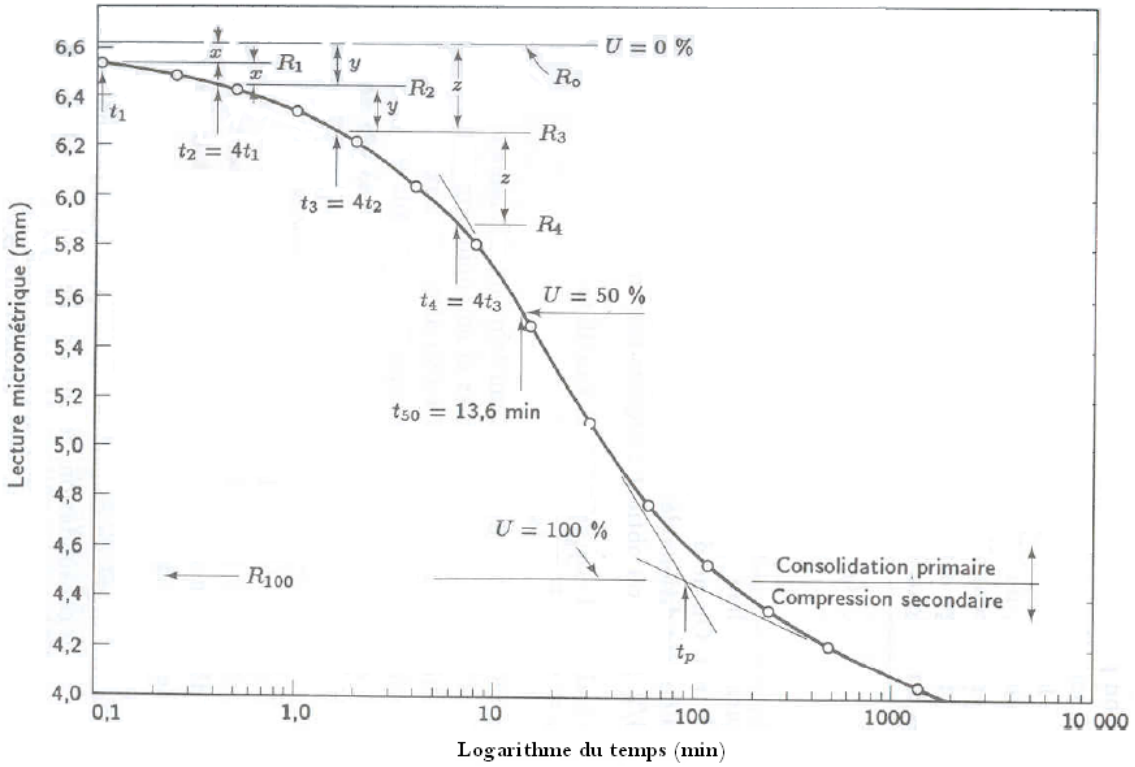
$$R_0 = R_1 - (R_2 - R_1)$$

La moyenne des valeurs R_0 et R_{100} donne la valeur de R_{50} qui permet d'obtenir graphiquement le t_{50}. Le réarrangement de l'équation (2-8) permet d'obtenir le coefficient de consolidation (c_v) selon cette approche:

$$c_v = \frac{T_{50} H_{dr}^2}{t_{50}}$$

où H_{dr} représente la longueur du chemin de drainage (cm) au temps t_{50} (min) (H_{dr}=H_0-(R_{50}-R_0)) et T_{50} représente le facteur temps pour un rapport de consolidation de 50% (U_{50}) donnée par l'équation suivante (Casagrande, 1938; Taylor, 1948):

$$T = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U}{100}\right)^2 \quad \text{valable pour } U < 60\%$$



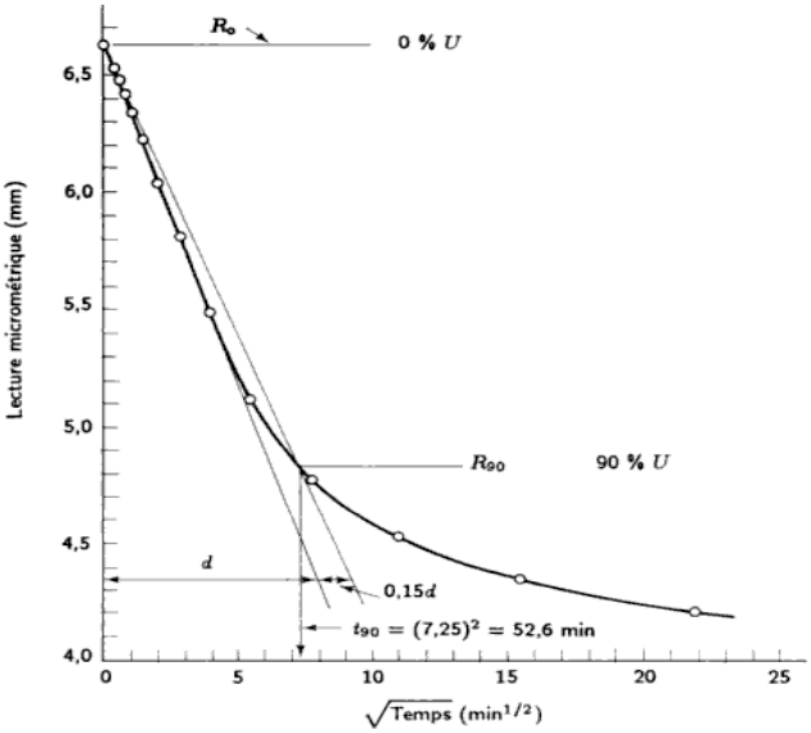
Méthode graphique de Casagrande (1938) pour la détermination du coefficient de consolidation (c_v) à partir du logarithme du temps log t (min) et de la lecture micrométrique du déplacement (mm) d'un essai oedométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991).

La méthode de Taylor (1948) est une autre méthode de détermination du coefficient de consolidation (c_v). Elle utilise le graphique du déplacement micrométriques (mm) en fonction de la racine carrée du temps ($\sqrt{t}$) comme montré sur la figure ci-dessous et le c_v est calculé pour un degré de consolidation de 90% (U_{90}) avec la lecture micrométrique du déplacement (mm) R_{90} et le temps (min) t_{90}. Taylor (1948) a montré que l'abscisse de la courbe pour un degré de consolidation de 90% (U_{90}) était d'environ 1,15 fois l'abscisse du prolongement de la portion linéaire de la courbe théorique (comme montré sur la figure ci-dessous). Le point d'intersection de cette deuxième droite avec la courbe théorique correspond à la lecture micrométrique (R_{90}) et le temps (t_{90}) pour un degré de consolidation de 90% (U_{90}). Le réarrangement de l'équation (2-8) permet d'obtenir le coefficient de consolidation (c_v):

$$c_v = \frac{T_{90} H_{dr}^2}{t_{90}}$$

où H_{dr} représente la longueur du chemin de drainage (cm) au temps t_{50} (min) ($H_{dr}=H_0-(R_{50}-R_0)$) et T_{90} représente le facteur temps pour un rapport de consolidation de 90% (U_{90}) donnée par l'équation suivante (Casagrande, 1938; Taylor, 1948):

$$T = 1{,}781 - 0{,}933 \log(100 - U) \quad \text{valable pour } U > 60\%$$



Méthode graphique de Taylor pour la détermination du coefficient de consolidation (c_v) à partir de la racine carrée du temps √t (min$^{1/2}$) et de la lecture micrométrique du déplacement (mm) d'un essai œdométrique (tirée de Holtz et Kovacs, 1991).

Essai **Tx-50-1**
Palier **50**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,08cm

Étape 1

t_{100}	226s
R_{100}	-0,1625mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

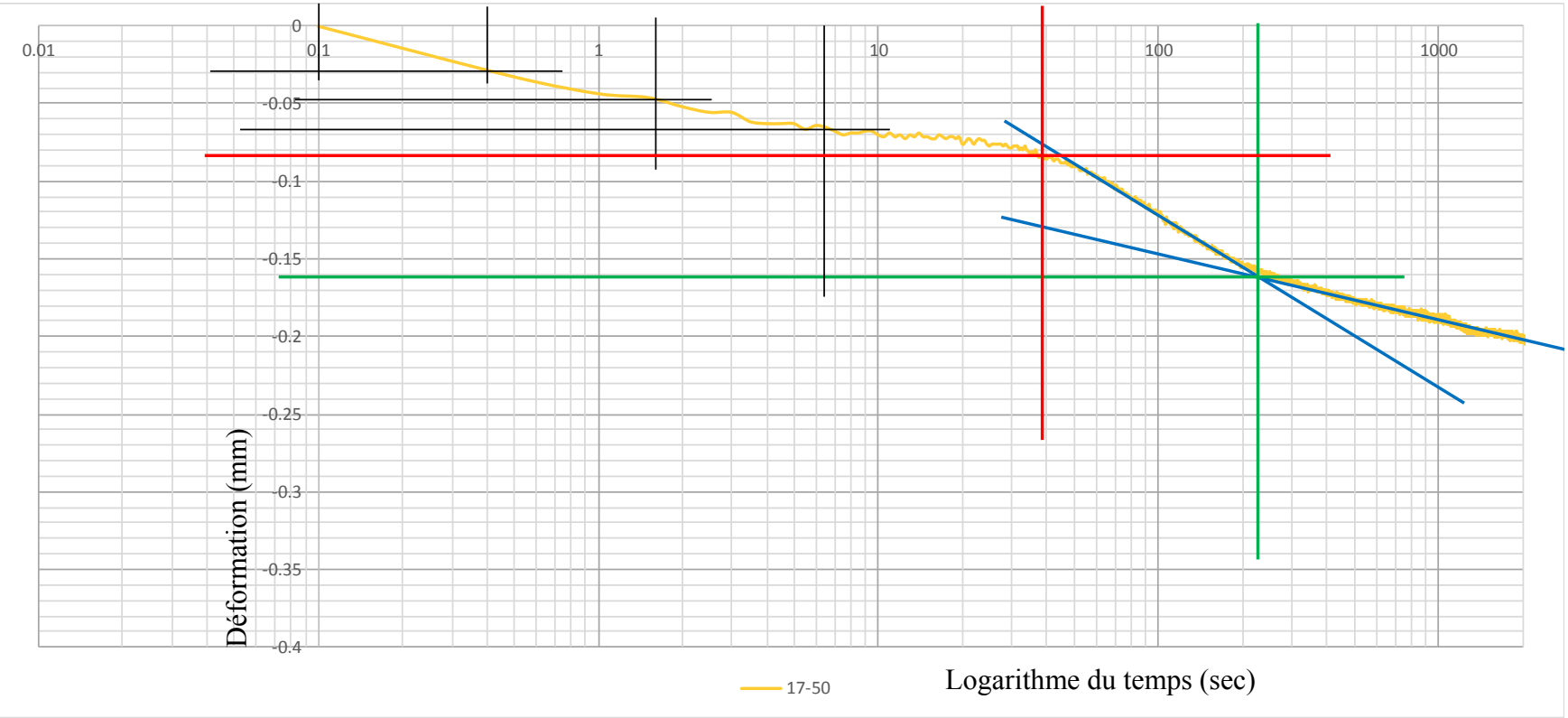
R_1	0mm
R_2	-0,0300mm
R_3	-0,0475mm
R_4	-0,0675mm

Étape 3

R_0	-0,0033mm

Étape 4

H_{dr}	19,06mm
R_{50}	-0,0829mm
t_{50}	38s
c_v	**0,47cm²/s**



Essai **Tx-50-1**
Palier **50**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	19,08cm

Étape 1

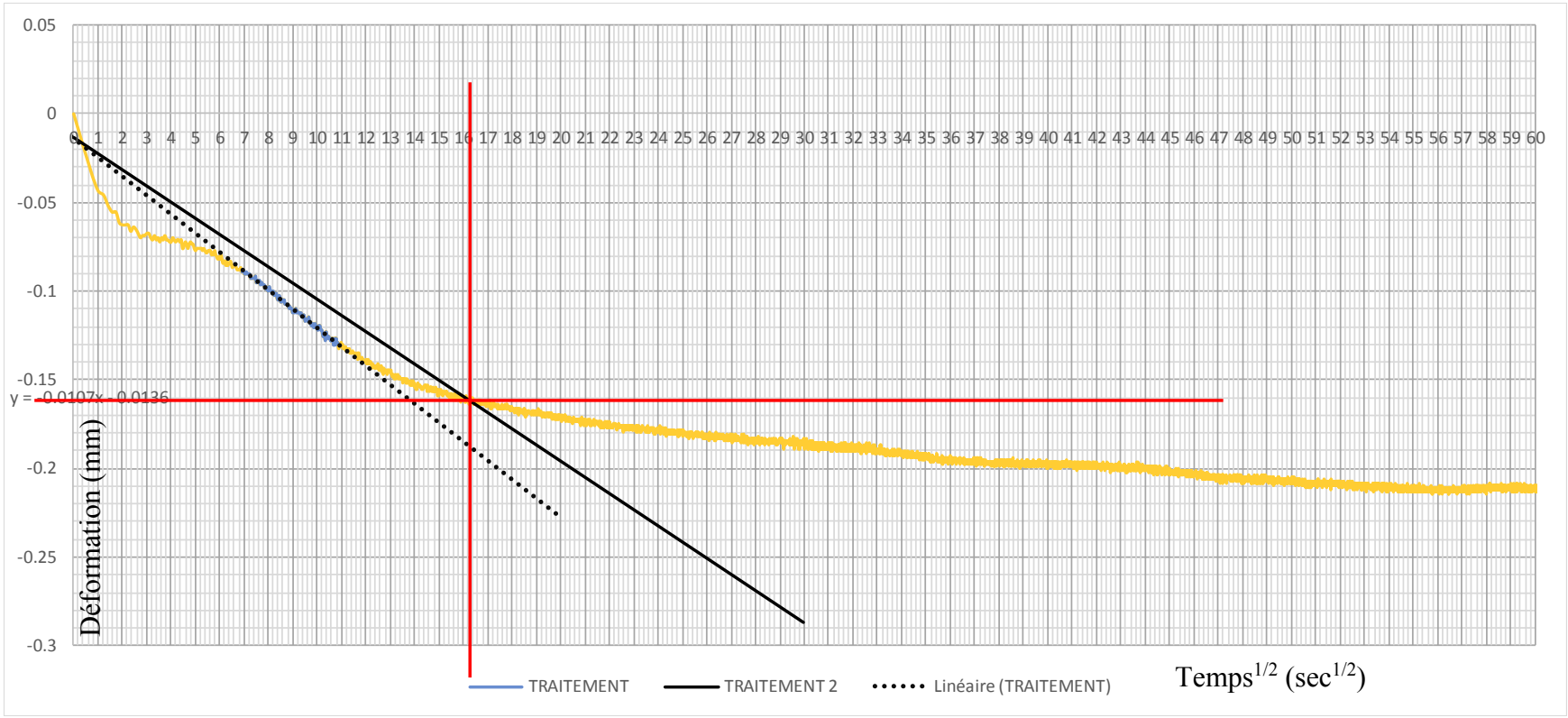
d	-0,0107
R_0	-0,014mm

Étape 2

d_2	-0,01
x_1	0
x_2	30
y_1	-0,014
y_2	-0,2865

Étape 3

R_{90}	-0,1625	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	16,2	$s^{1/2}$
t_{90}	262,44	s
c_v	**0,29**	**cm^2/s**



Essai **Tx-100-6**
Palier **50**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,12cm

Étape 1

t_{100}	170s
R_{100}	-0,3250mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

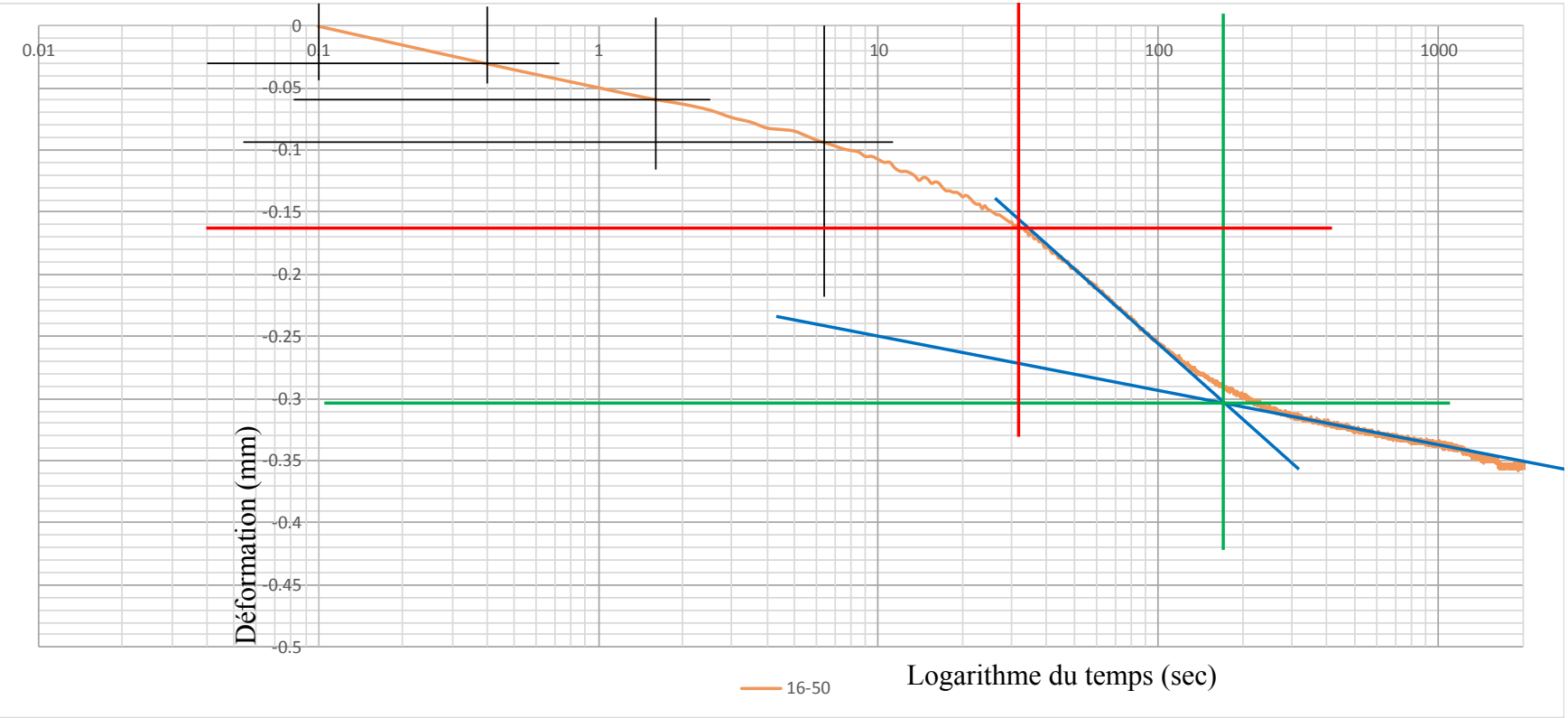
R_1	0mm
R_2	-0,0300mm
R_3	-0,0600mm
R_4	-0,0925mm

Étape 3

R_0	0,0008mm

Étape 4

H_{dr}	19,10mm
R_{50}	-0,1621mm
t_{50}	32s
c_v	**0,56cm²/s**



Essai **Tx-100-6**
Palier **50**

Méthode: **Taylor**

Étape 0

H	19,12cm

Étape 1

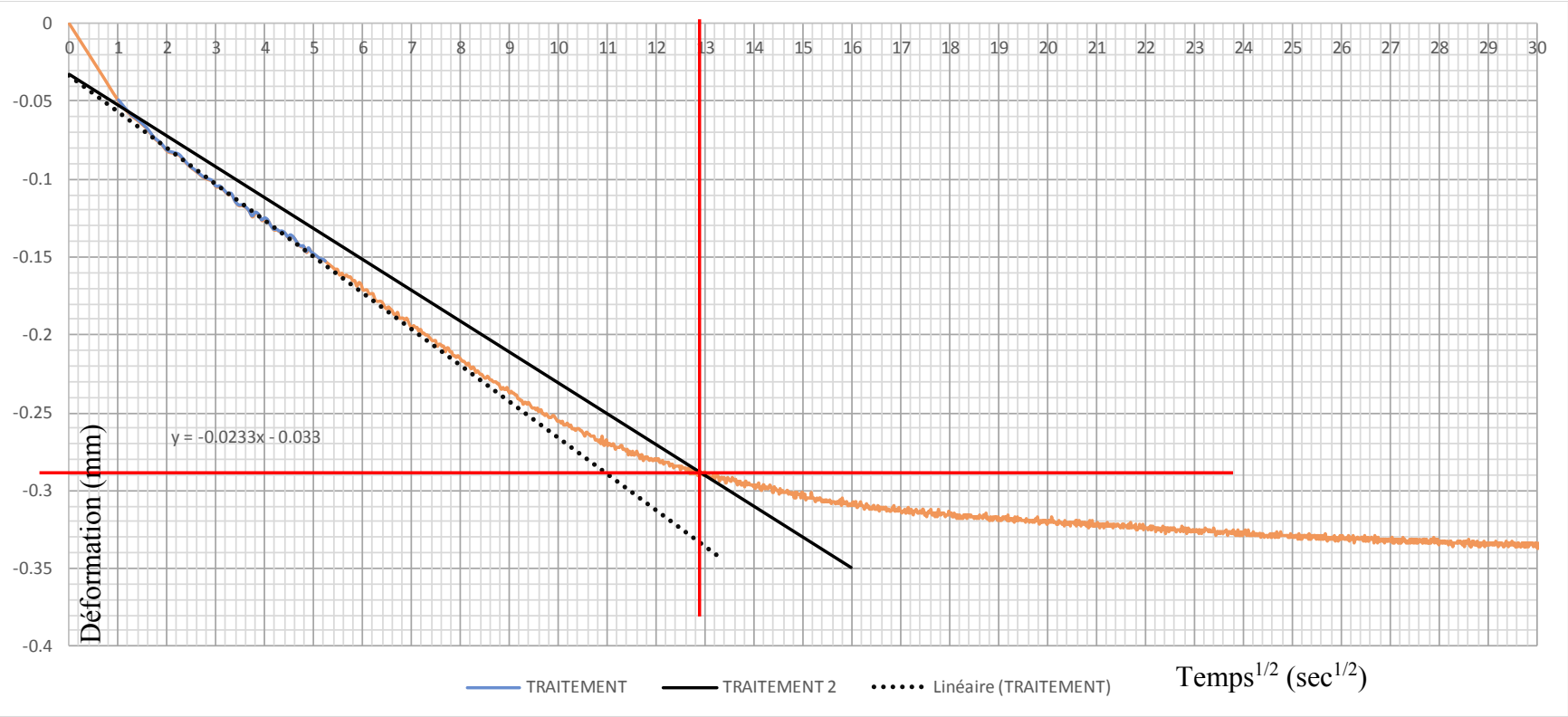
d	-0,0233
R_0	-0,033mm

Étape 2

d_2	-0,02
x_1	0
x_2	16
y_1	-0,033
y_2	-0,3499

Étape 3

R_{90}	-0,2875	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	12,9	$s^{1/2}$
t_{90}	165,12	s
c_v	**0,47**	**cm^2/s**



Essai **Tx-100-6**
Palier **100**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,08cm

Étape 1

t_{100}	161s
R_{100}	-0,3550mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

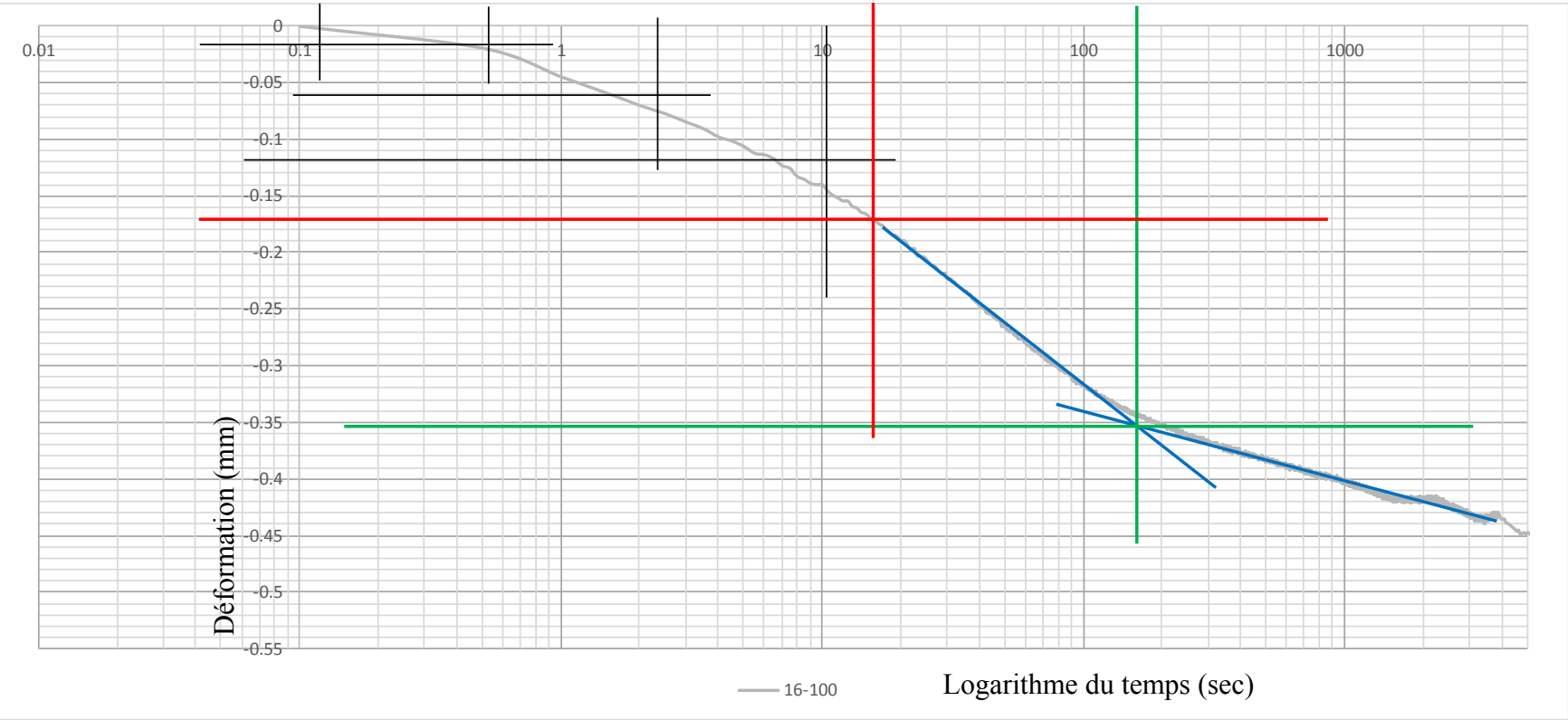
R_1	0mm
R_2	-0,0150mm
R_3	-0,0625mm
R_4	-0,1200mm

Étape 3

R_0	0,0142mm

Étape 4

H_{dr}	19,05mm
R_{50}	-0,1704mm
t_{50}	16s
c_v	**1,14cm²/s**



Essai **Tx-100-6**
Palier **100**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	19,08cm

Étape 1

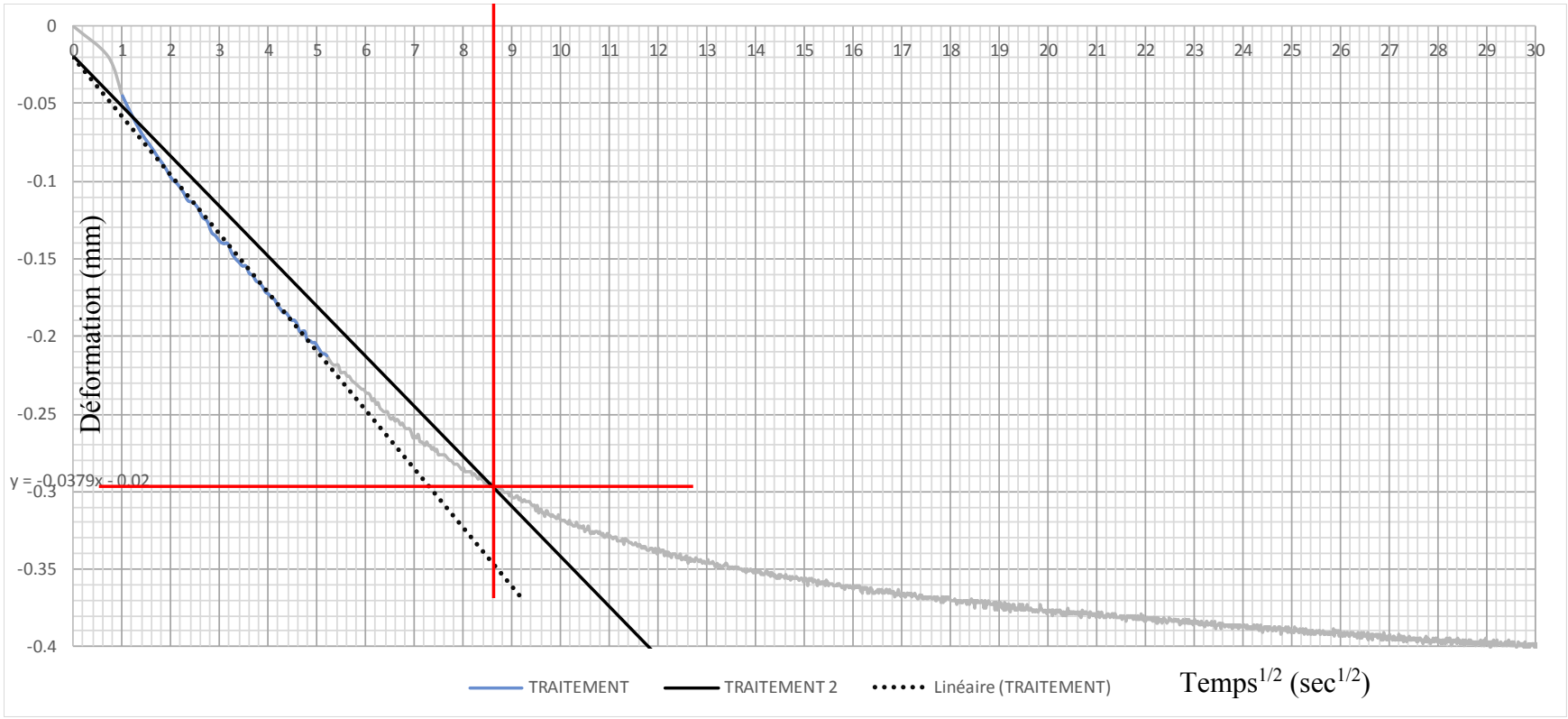
d	-0,0379
R_0	-0,020mm

Étape 2

d_2	-0,03
x_1	0
x_2	14
y_1	-0,020
y_2	-0,4710

Étape 3

R_{90}	-0,2950	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	8,6	$s^{1/2}$
t_{90}	73,96	s
c_v	**1,04**	**cm^2/s**



Essai **Tx-200-1**
Palier **50**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,16cm

Étape 1

t_{100}	194s
R_{100}	-0,1400mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

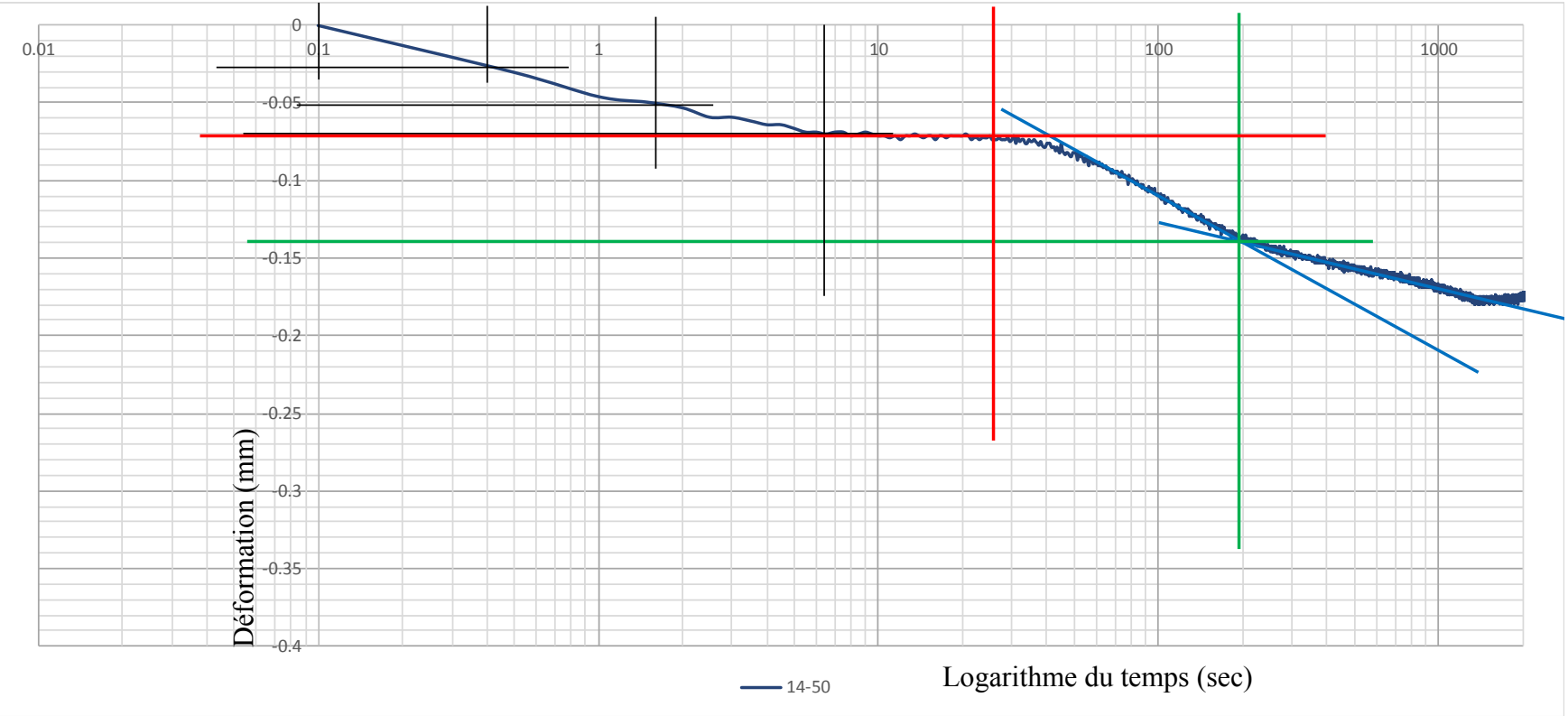
R_1	0mm
R_2	-0,0275mm
R_3	-0,0525mm
R_4	-0,0700mm

Étape 3

R_0	-0,0033mm

Étape 4

H_{dr}	19,15mm
R_{50}	-0,0717mm
t_{50}	25s
c_v	**0,72cm²/s**



Essai **Tx-200-1**
Palier **50**

Méthode: **Taylor**

Étape 0

H	19,16cm

Étape 1

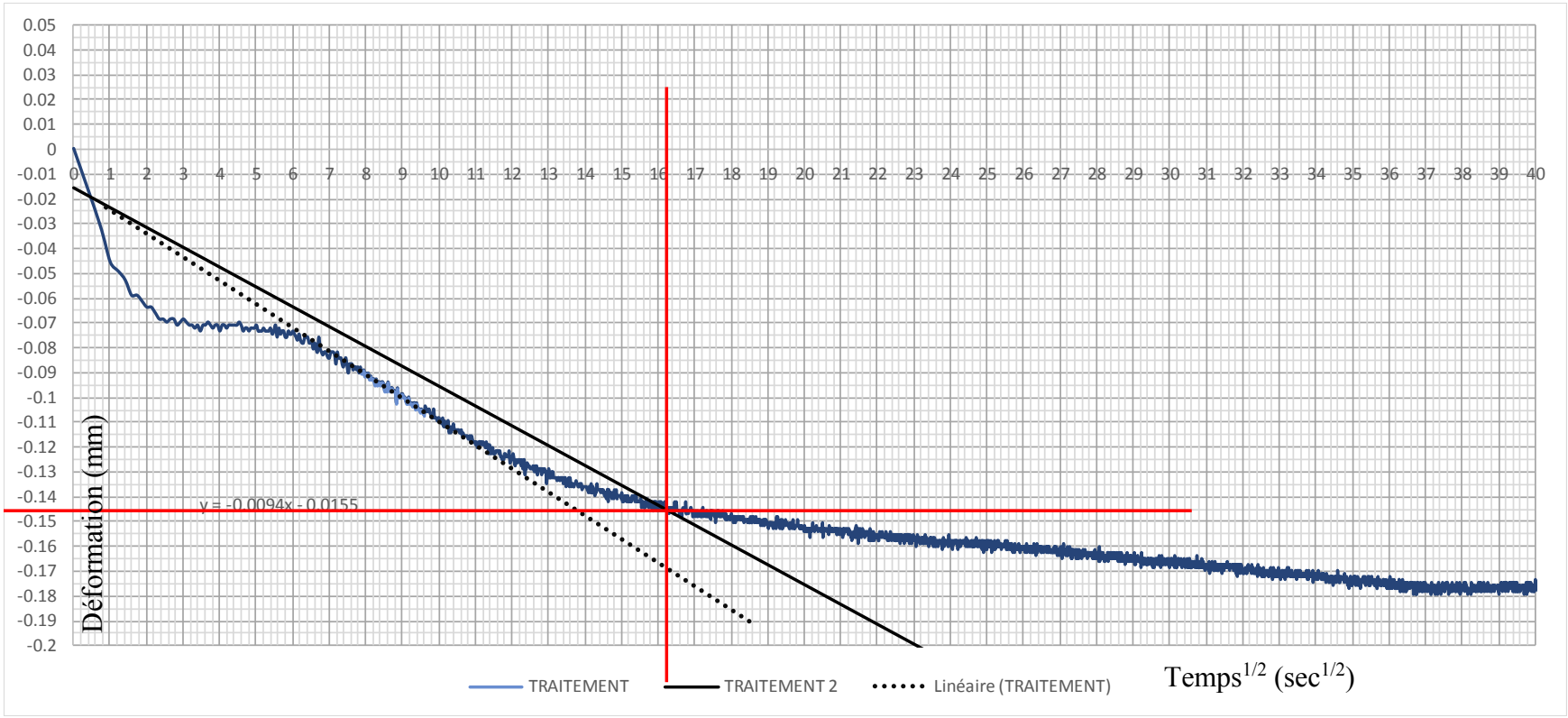
d	-0,0094
R_0	-0,016mm

Étape 2

d_2	-0,01
x_1	0
x_2	30
y_1	-0,016
y_2	-0,2552

Étape 3

R_{90}	-0,1450	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	16,2	$s^{1/2}$
t_{90}	262,44	s
c_v	**0,30**	**cm^2/s**



Essai **Tx-200-1**
Palier **100**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,13cm

Étape 1

t_{100}	247s
R_{100}	-0,2850mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

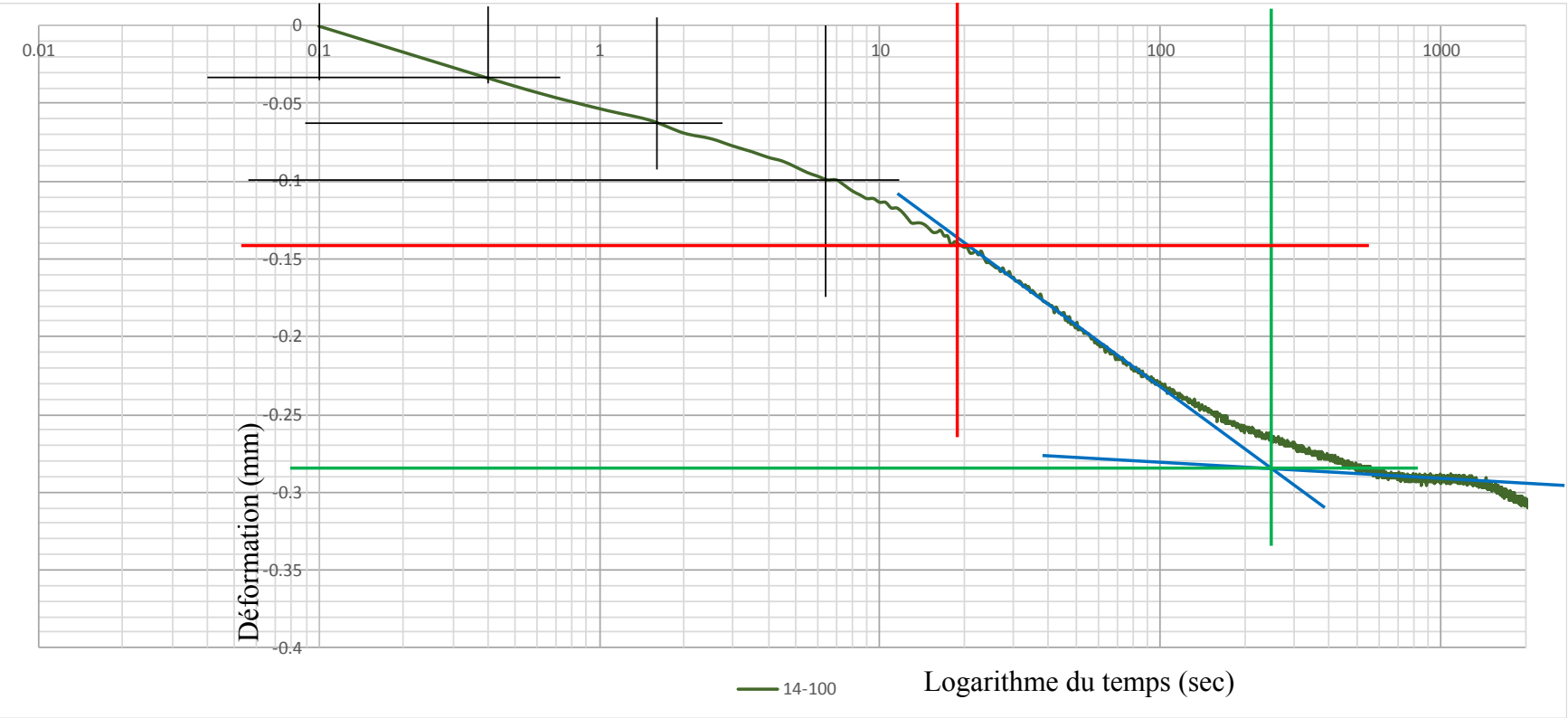
R_1	0mm
R_2	-0,0325mm
R_3	-0,0625mm
R_4	-0,1000mm

Étape 3

R_0	0,0017mm

Étape 4

H_{dr}	19,11mm
R_{50}	-0,1417mm
t_{50}	19s
c_v	**0,95cm²/s**



Essai **Tx-200-1**
Palier **100**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	19,13cm

Étape 1

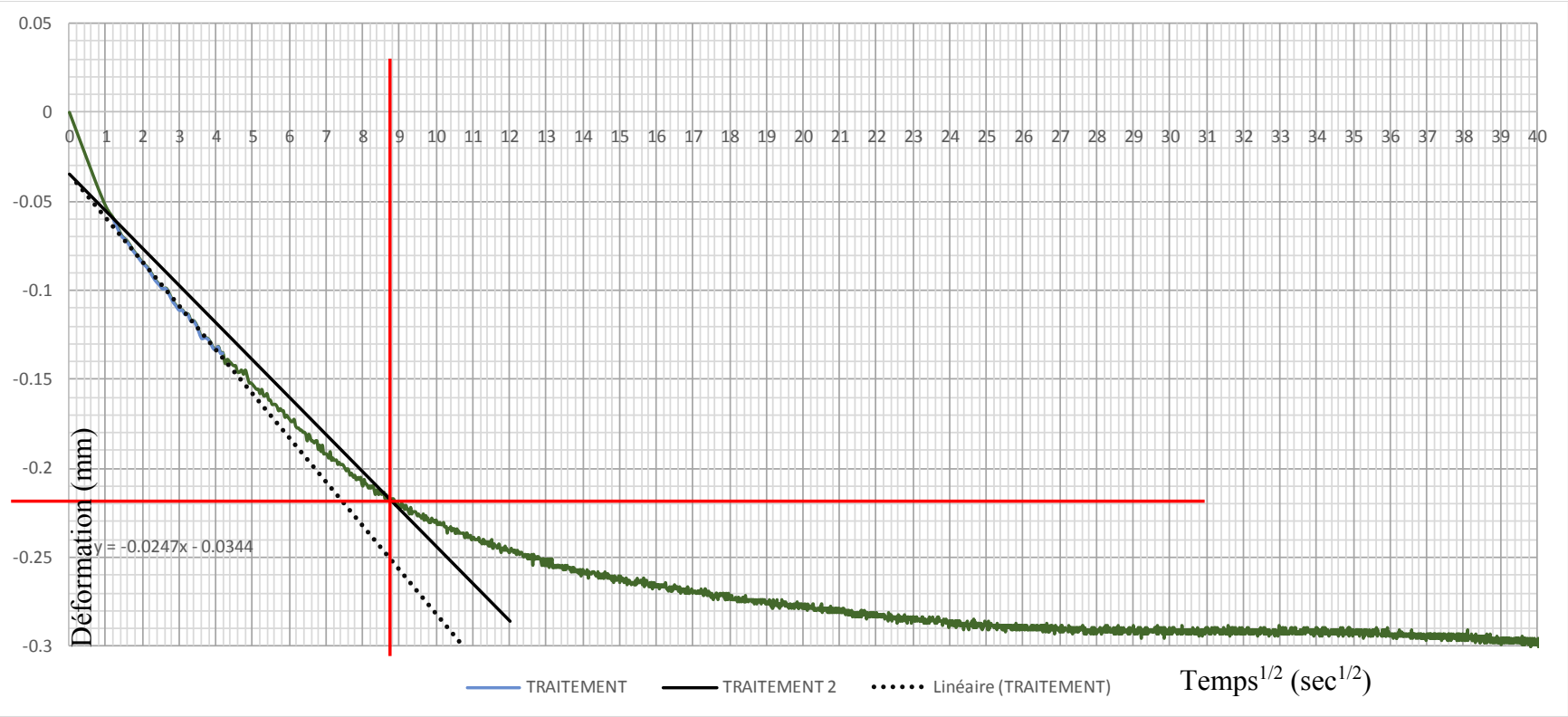
d	-0,0247
R_0	-0,034mm

Étape 2

d_2	-0,02
x_1	0
x_2	12
y_1	-0,034
y_2	-0,2863

Étape 3

R_{90}	-0,2175	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	8,8	$s^{1/2}$
t_{90}	77,44	s
c_v	**1,00**	**cm^2/s**



Essai **Tx-200-1**
Palier **200**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,06cm

Étape 1

t_{100}	110s
R_{100}	-0,4275mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

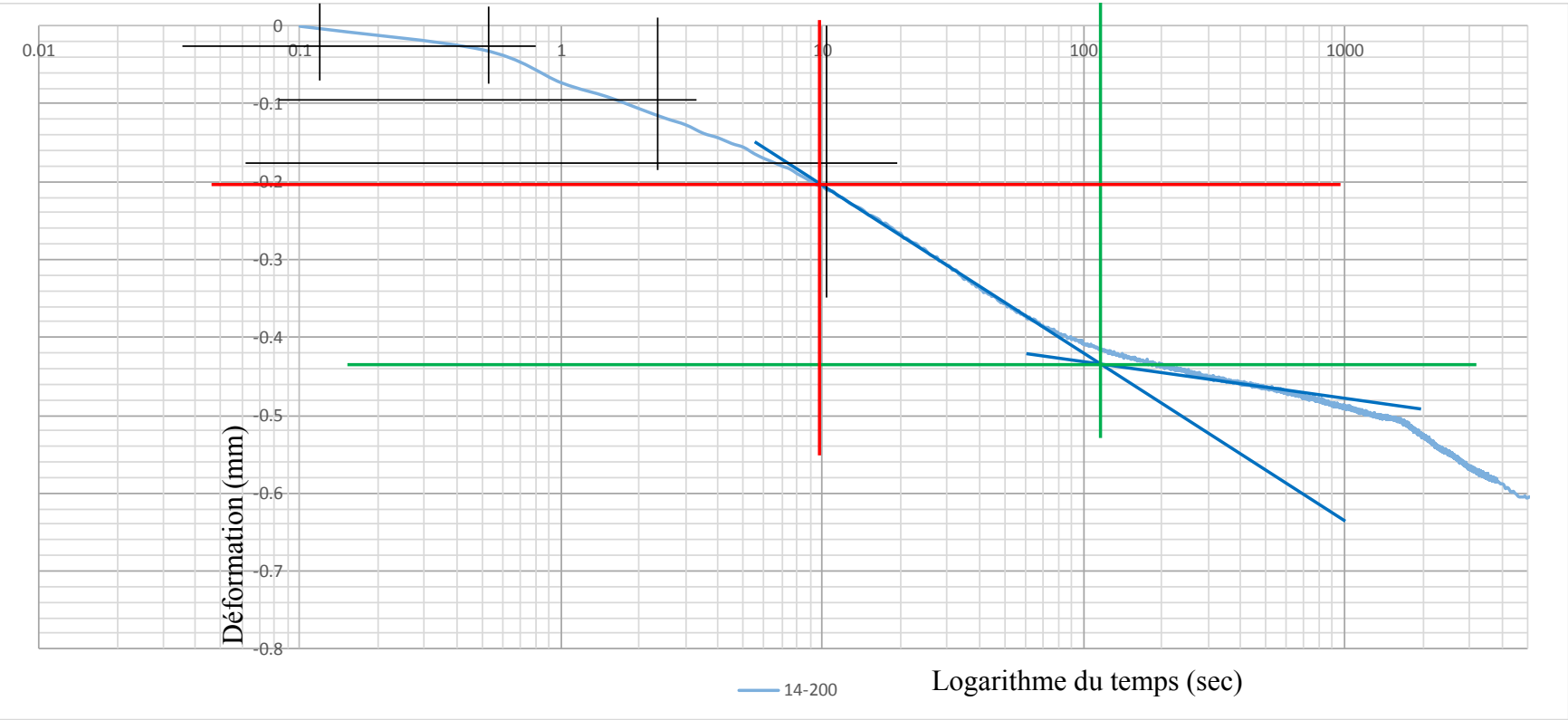
R_1	0mm
R_2	-0,025 mm
R_3	-0,095 mm
R_4	-0,175 mm

Étape 3

R_0	0,0183mm

Étape 4

H_{dr}	19,03mm
R_{50}	-0,2046mm
t_{50}	10s
c_v	**1,79cm²/s**



Essai **Tx-200-1**
Palier **200**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	19,06cm

Étape 1

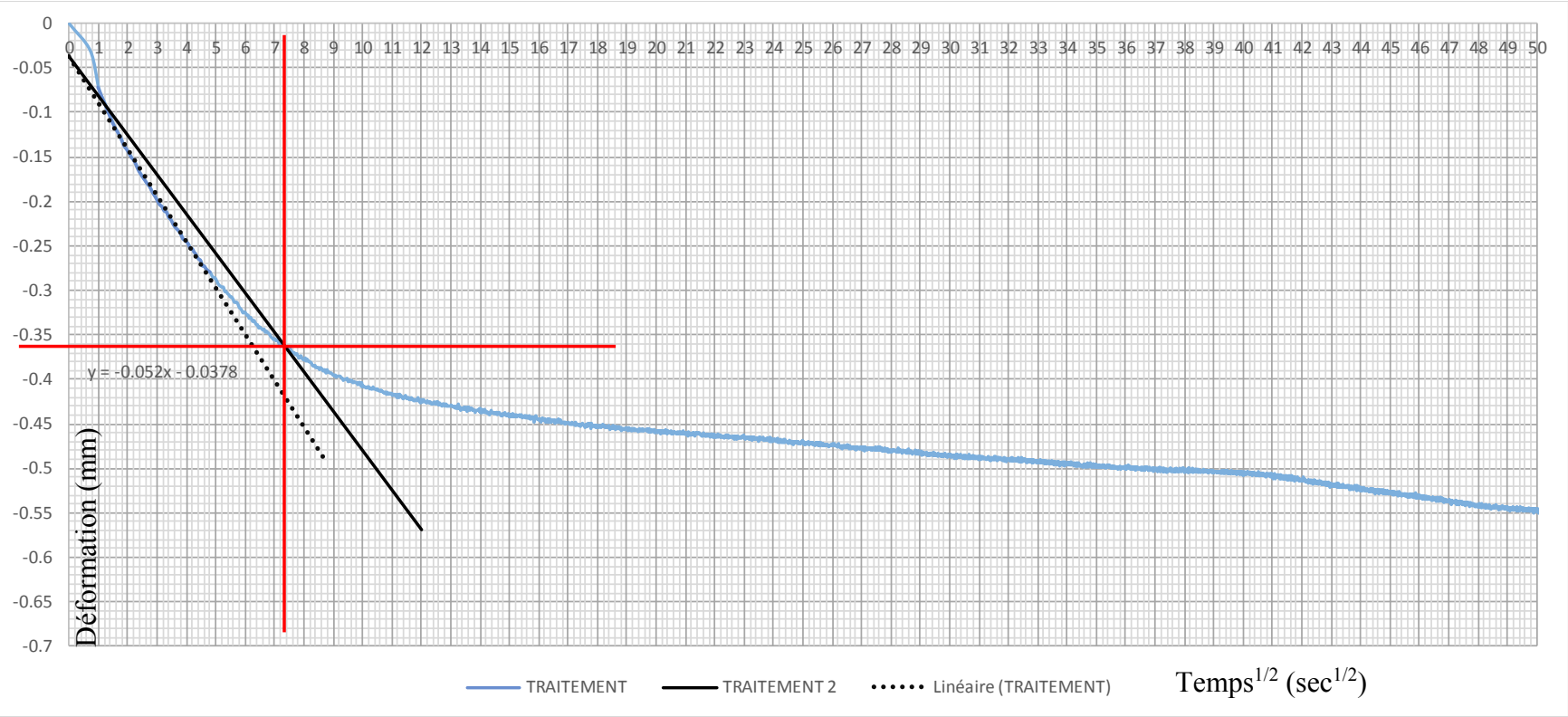
d	-0,0520
R_0	-0,038mm

Étape 2

d_2	-0,04
x_1	0
x_2	12
y_1	-0,038
y_2	-0,5682

Étape 3

R_{90}	-0,3625	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	7,4	$s^{1/2}$
t_{90}	54,02	s
c_v	**1,42**	**cm^2/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **50**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,17cm

Étape 1

t_{100}	248s
R_{100}	-0,2575mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

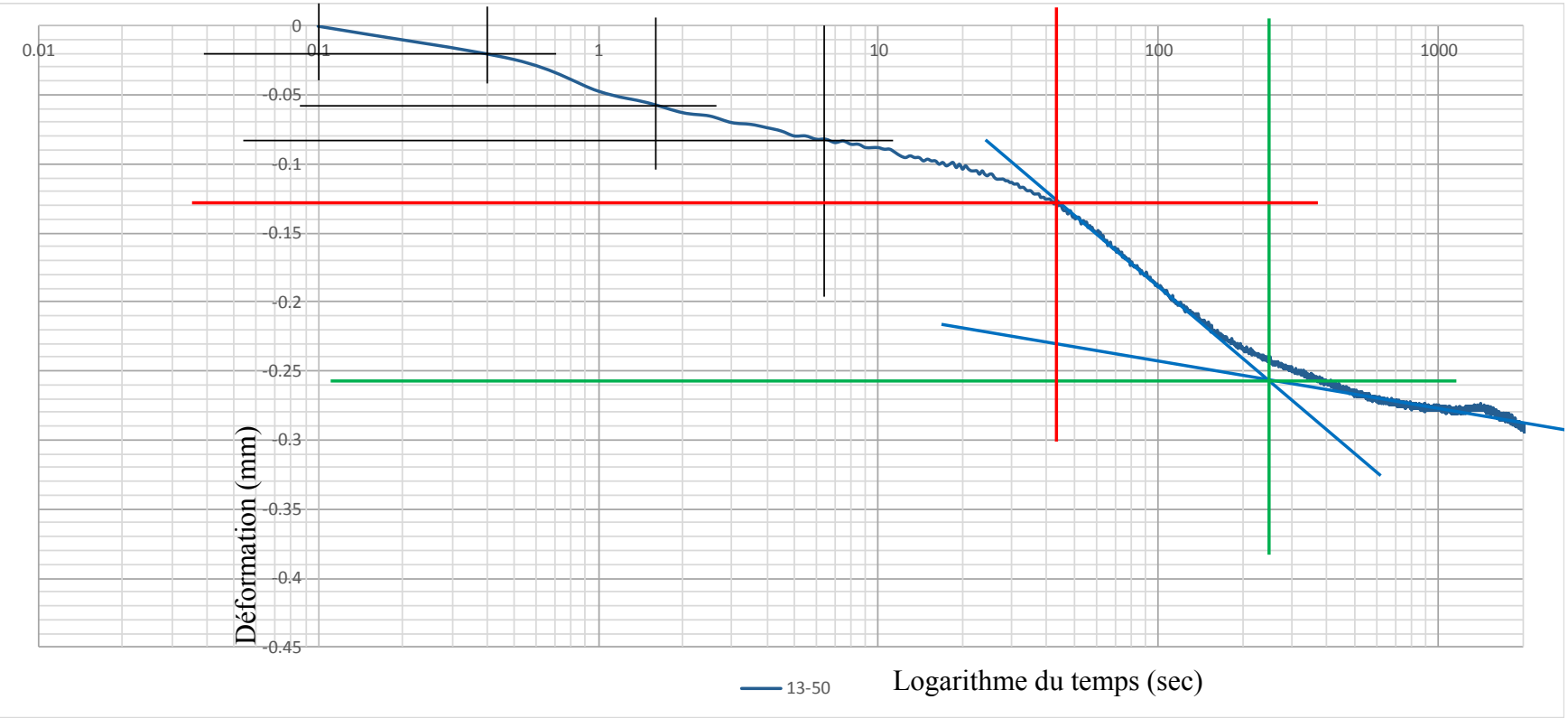
R_1	0mm
R_2	-0,0200mm
R_3	-0,0575mm
R_4	-0,0825mm

Étape 3

R_0	0,0017mm

Étape 4

H_{dr}	19,15mm
R_{50}	-0,1279mm
t_{50}	44s
c_v	**0,42cm²/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **50**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	19,17cm

Étape 1

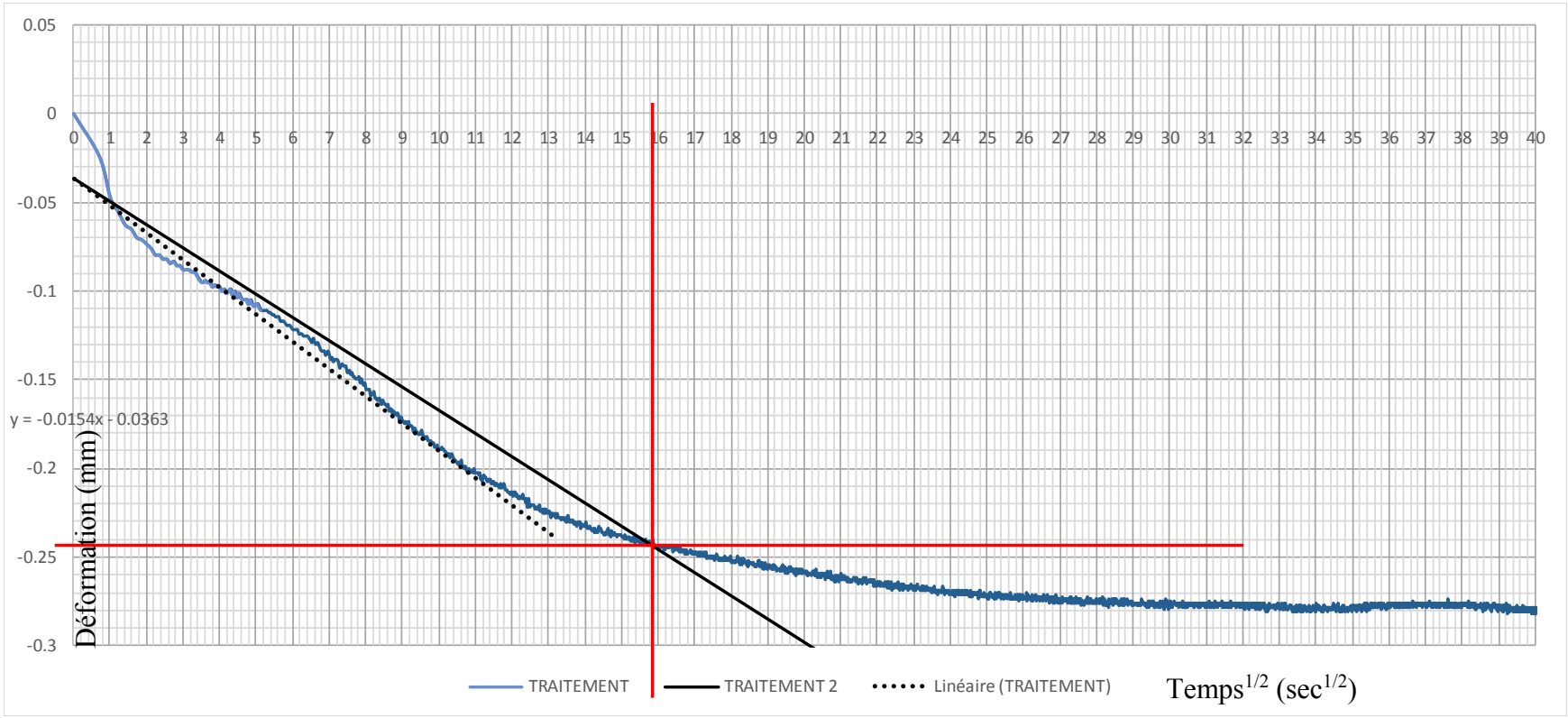
d	-0,0154
R_0	-0,036mm

Étape 2

d_2	-0,01
x_1	0
x_2	30
y_1	-0,036
y_2	-0,4290

Étape 3

R_{90}	-0,2425	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	15,9	$s^{1/2}$
t_{90}	251,22	s
c_v	**0,31**	**cm^2/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **100**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,13cm

Étape 1

t_{100}	141s
R_{100}	-0,3200mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

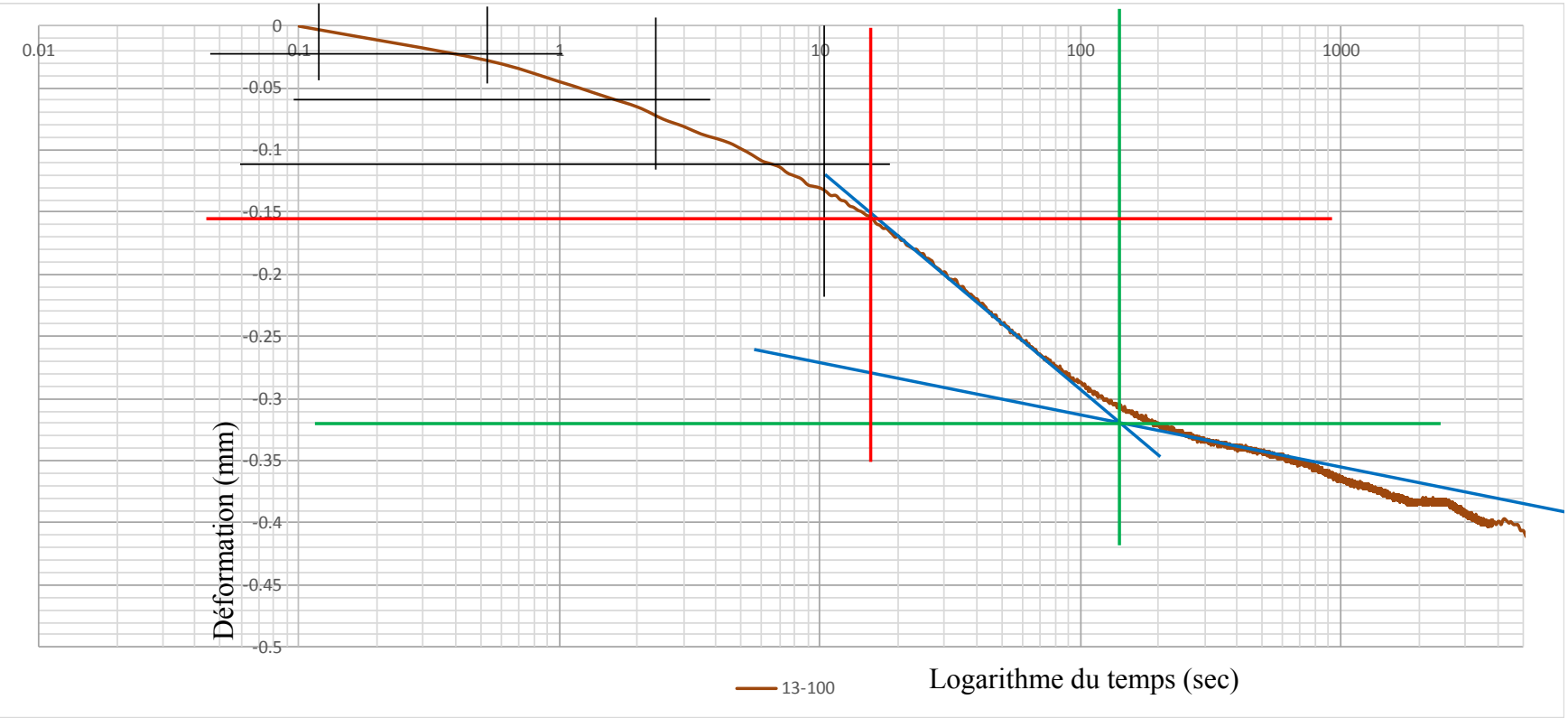
R_1	0mm
R_2	-0,0225mm
R_3	-0,0600mm
R_4	-0,1100mm

Étape 3

R_0	0,0092mm

Étape 4

H_{dr}	19,11mm
R_{50}	-0,1554mm
t_{50}	16s
c_v	**1,14cm²/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **100**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	19,13cm

Étape 1

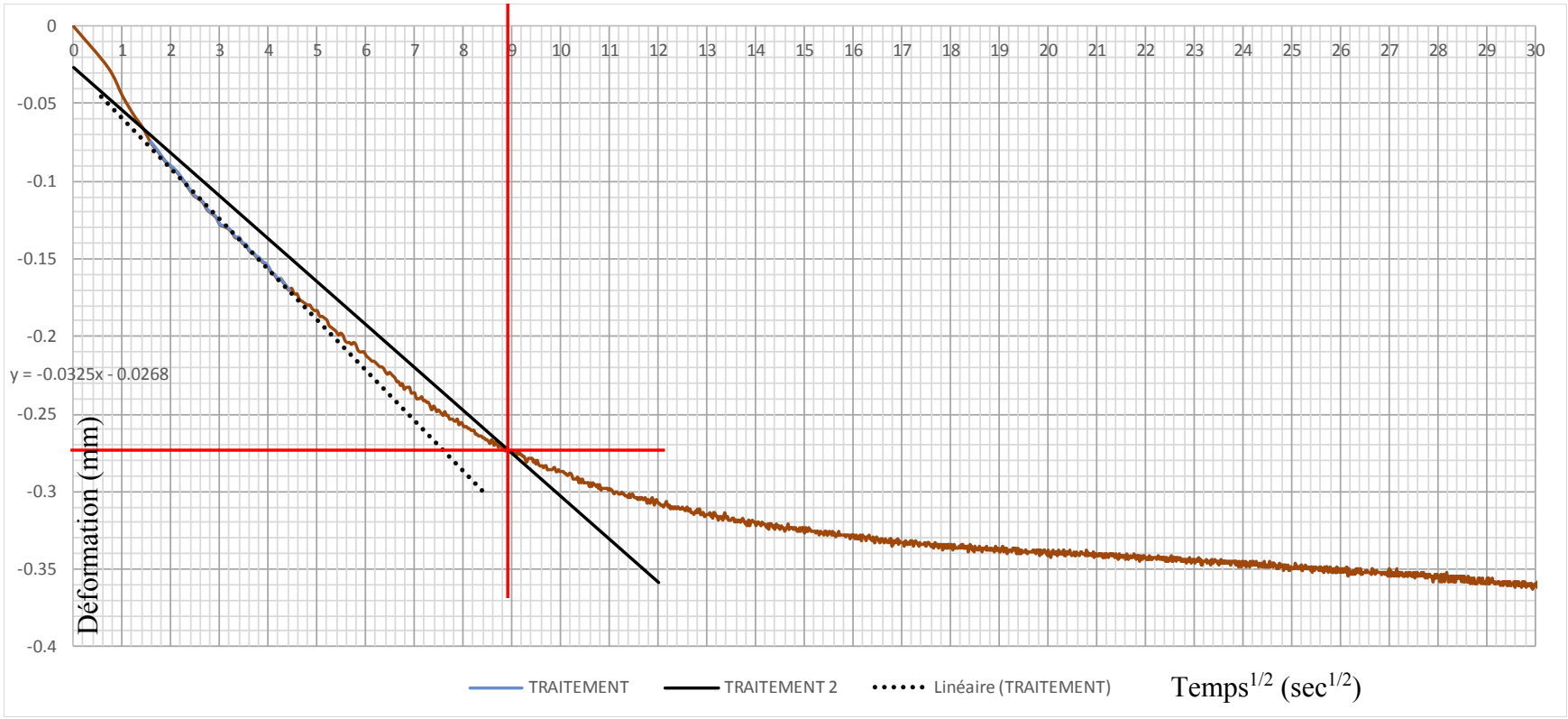
d	-0,0325
R_0	-0,027mm

Étape 2

d_2	-0,03
x_1	0
x_2	12
y_1	-0,027
y_2	-0,3583

Étape 3

R_{90}	-0,2725	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	8,9	$s^{1/2}$
t_{90}	79,21	s
c_v	**0,98**	**cm^2/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **200**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	19,05cm

Étape 1

t_{100}	135s
R_{100}	-0,5050mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

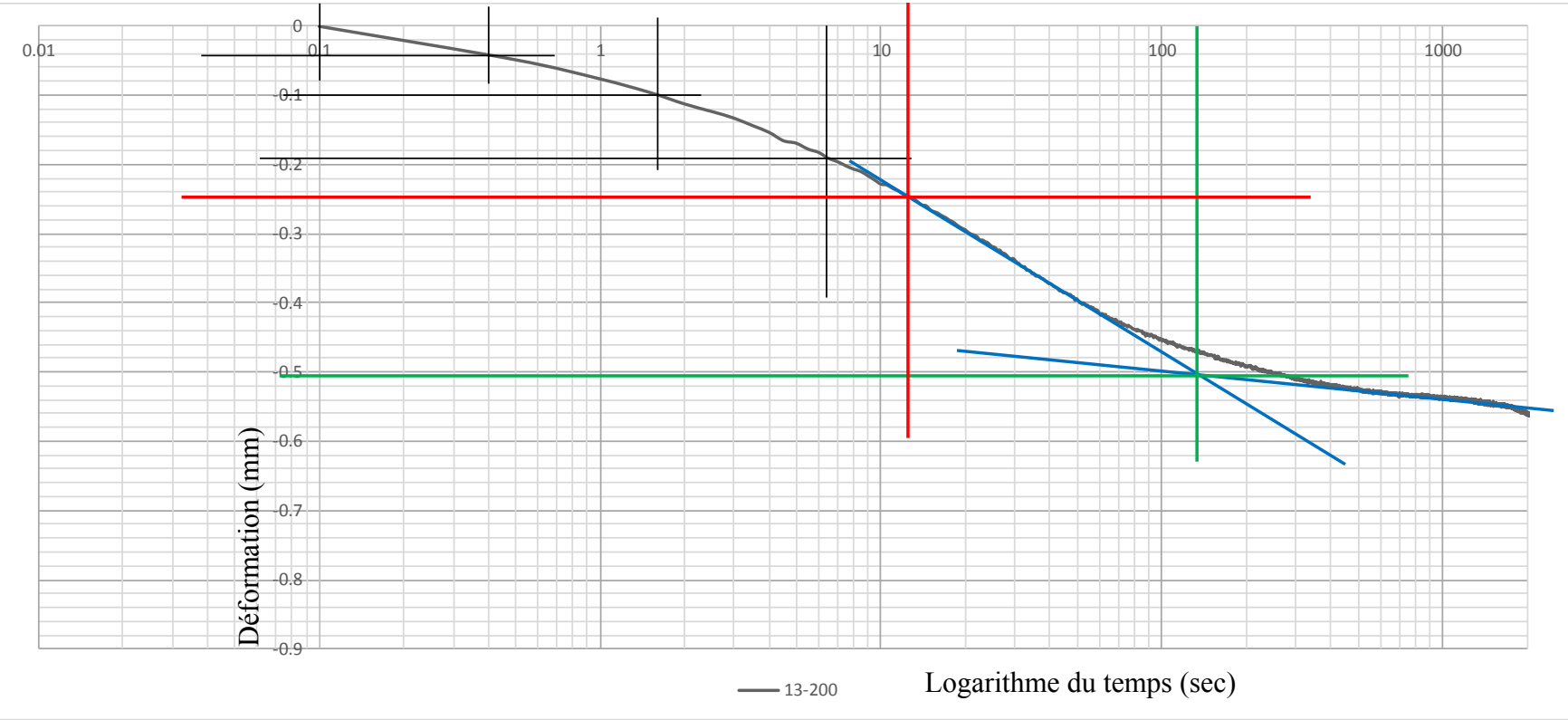
R_1	0	mm
R_2	-0,04	mm
R_3	-0,1	mm
R_4	-0,19	mm

Étape 3

R_0	0,0167mm

Étape 4

H_{dr}	19,02mm
R_{50}	-0,2442mm
t_{50}	13s
c_v	**1,43cm²/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **200**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	19,05cm

Étape 1

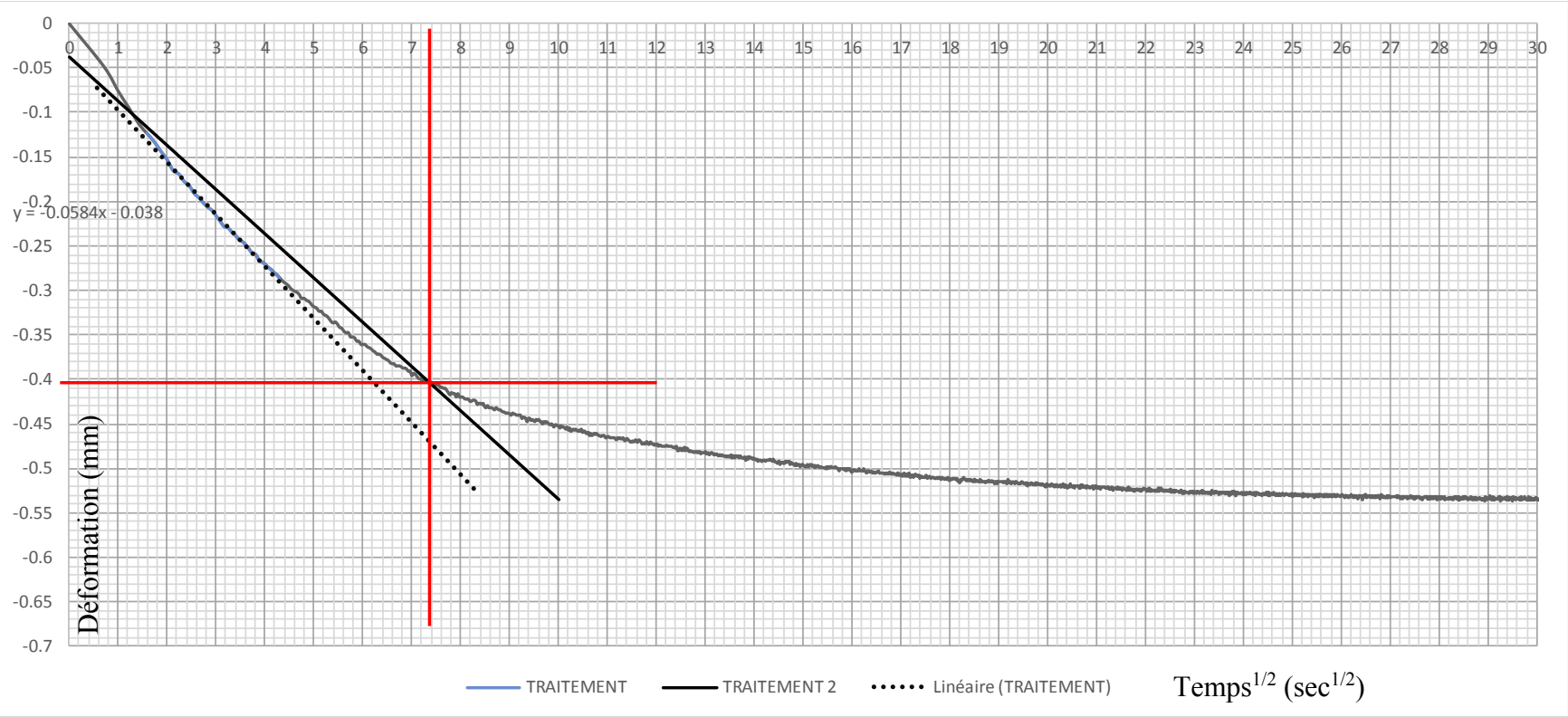
d	-0,0584
R_0	-0,038mm

Étape 2

d_2	-0,05
x_1	0
x_2	10
y_1	-0,038
y_2	-0,5344

Étape 3

R_{90}	-0,4050	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	7,4	$s^{1/2}$
t_{90}	54,39	s
c_v	**1,41**	**cm^2/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **400**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	18,98cm

Étape 1

t_{100}	70s
R_{100}	-0,6000mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

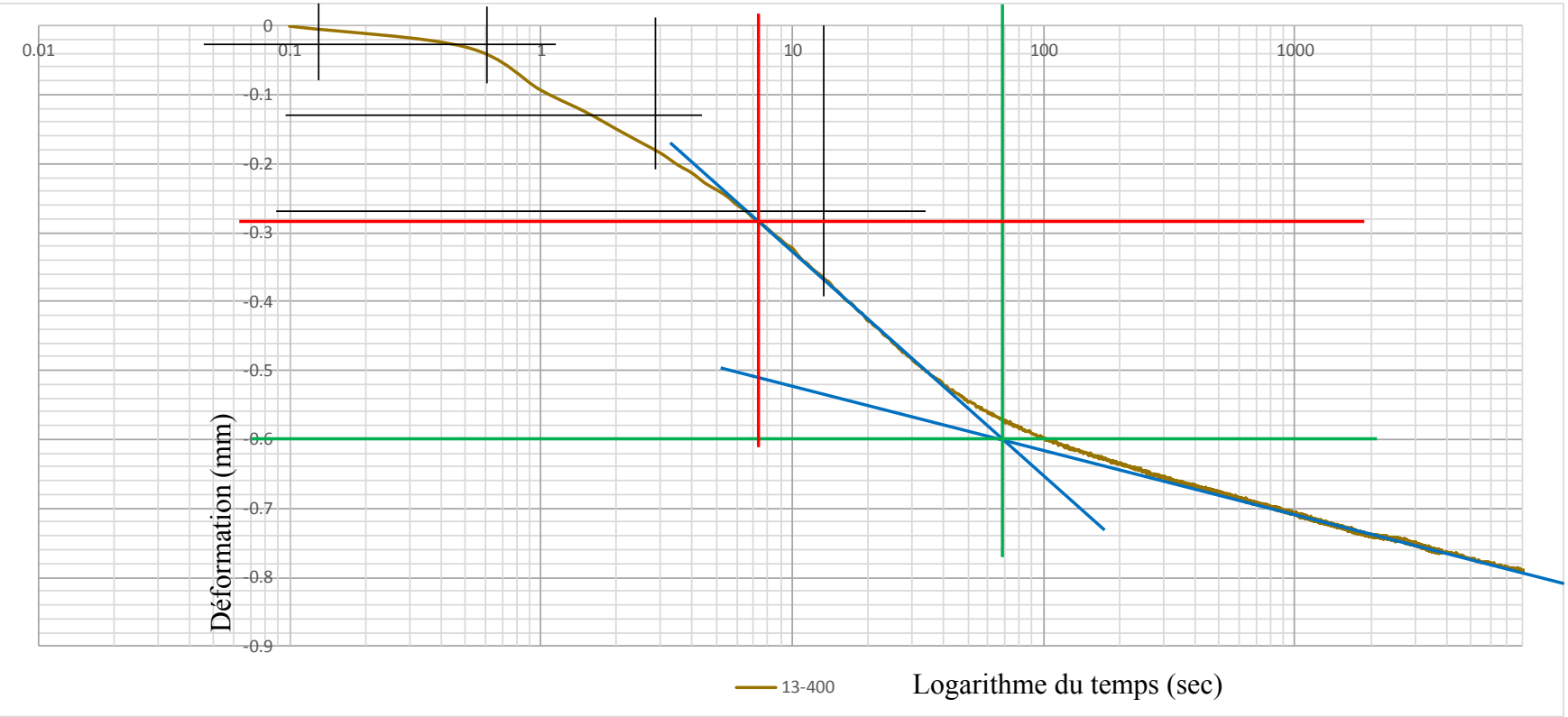
R_1	0mm	
R_2	-0,025	mm
R_3	-0,125	mm
R_4	-0,27	mm

Étape 3

R_0	0,0400mm

Étape 4

H_{dr}	18,93mm
R_{50}	-0,2800mm
t_{50}	7s
c_v	**2,39cm²/s**



Essai **Tx-400-2**
Palier **400**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	18,98cm

Étape 1

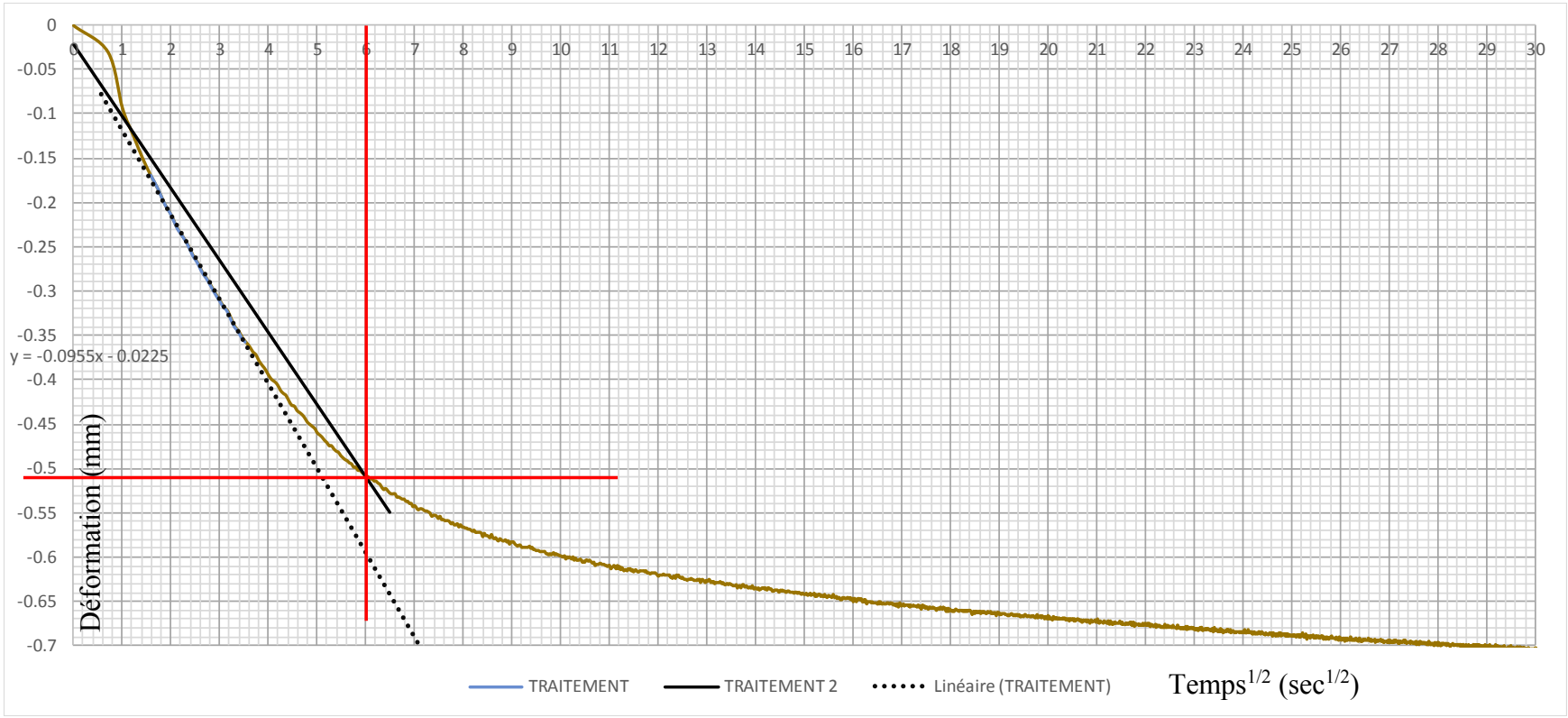
d	-0,0955
R_0	-0,023mm

Étape 2

d_2	-0,08
x_1	0
x_2	7
y_1	-0,023
y_2	-0,5501

Étape 3

R_{90}	-0,5100	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	6,0	$s^{1/2}$
t_{90}	36,00	s
c_v	**2,11**	**cm^2/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **50**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	18,92cm

Étape 1

t_{100}	205s
R_{100}	-0,0925mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

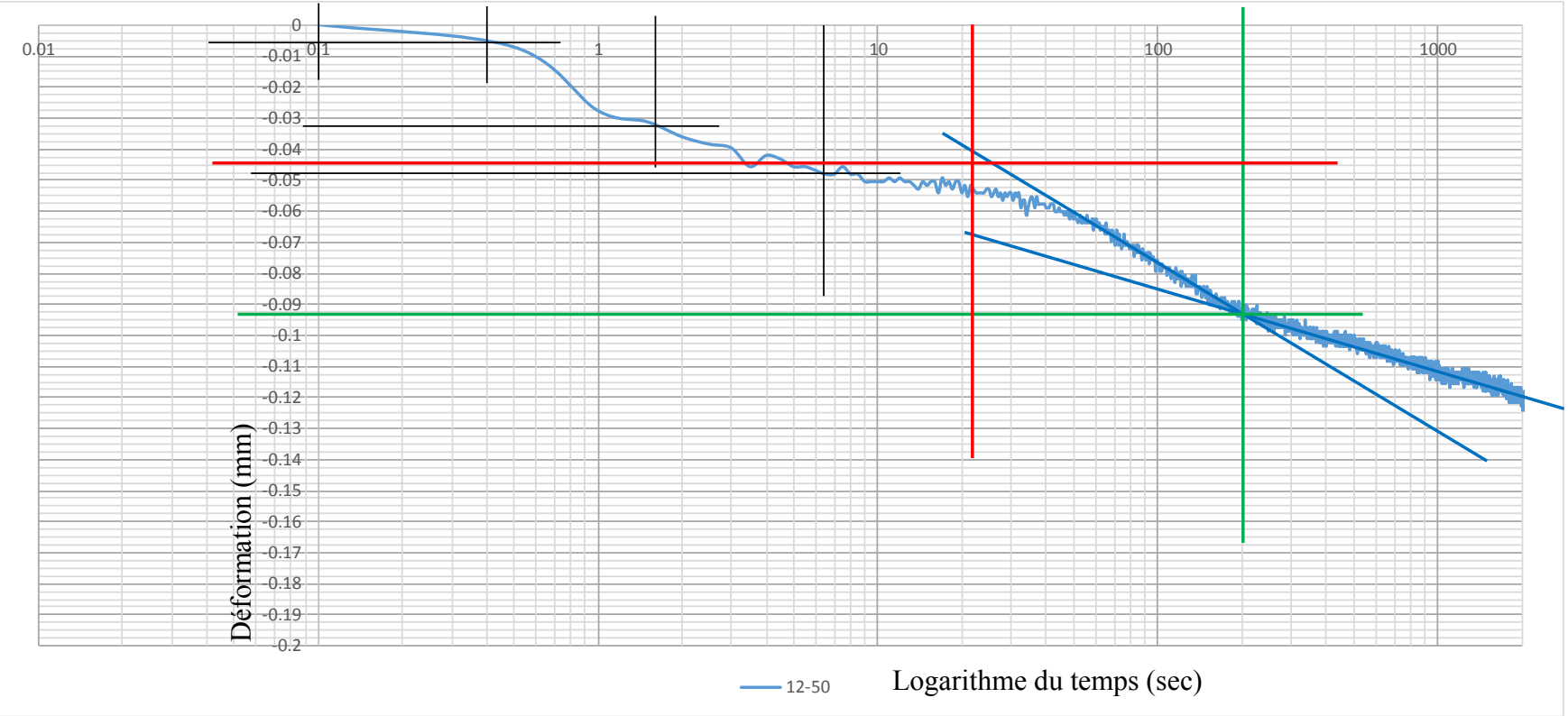
R_1	0mm
R_2	-0,0050mm
R_3	-0,0325mm
R_4	-0,0475mm

Étape 3

R_0	0,0033mm

Étape 4

H_{dr}	18,91mm
R_{50}	-0,0446mm
t_{50}	22s
c_v	**0,80cm²/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **50**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	18,92cm

Étape 1

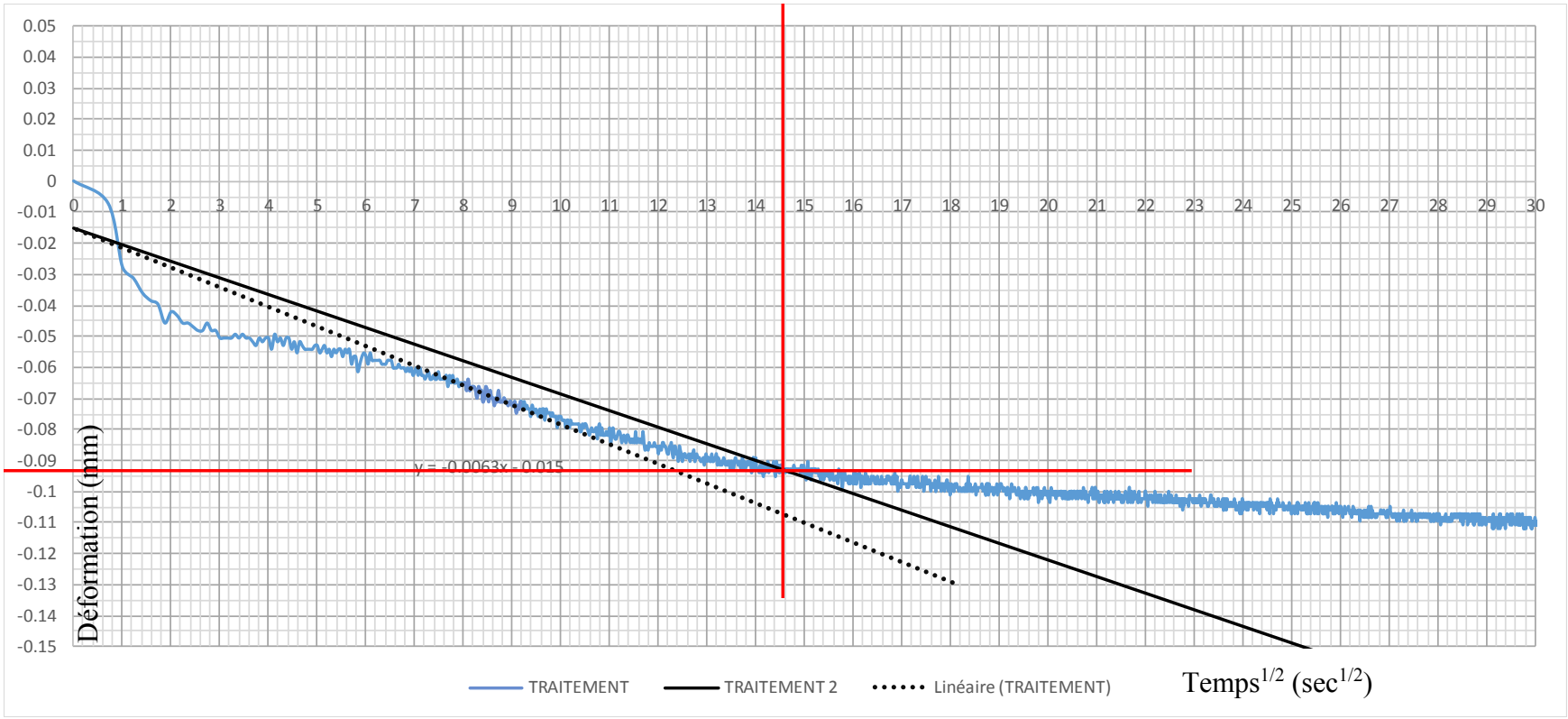
d	-0,0063
R_0	-0,015mm

Étape 2

d_2	-0,01
x_1	0
x_2	30
y_1	-0,015
y_2	-0,1757

Étape 3

R_{90}	-0,0925	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	16,2	$s^{1/2}$
t_{90}	262,44	s
c_v	**0,29**	**cm^2/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **100**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	18,90cm

Étape 1

t_{100}	235s
R_{100}	-0,2700mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

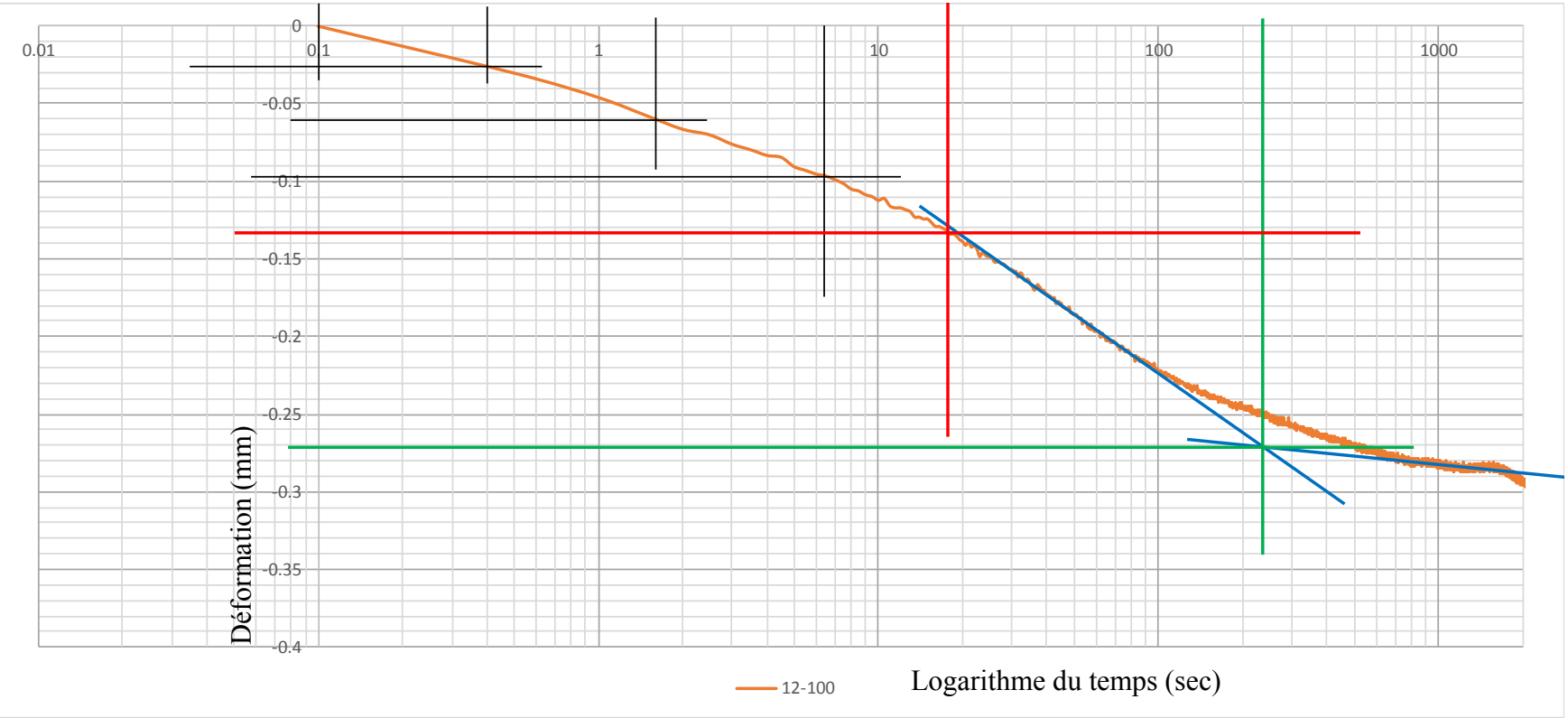
R_1	0mm
R_2	-0,0250mm
R_3	-0,0600mm
R_4	-0,0950mm

Étape 3

R_0	0,0033mm

Étape 4

H_{dr}	18,88mm
R_{50}	-0,1333mm
t_{50}	18s
c_v	**1,00cm²/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **100**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	18,90cm

Étape 1

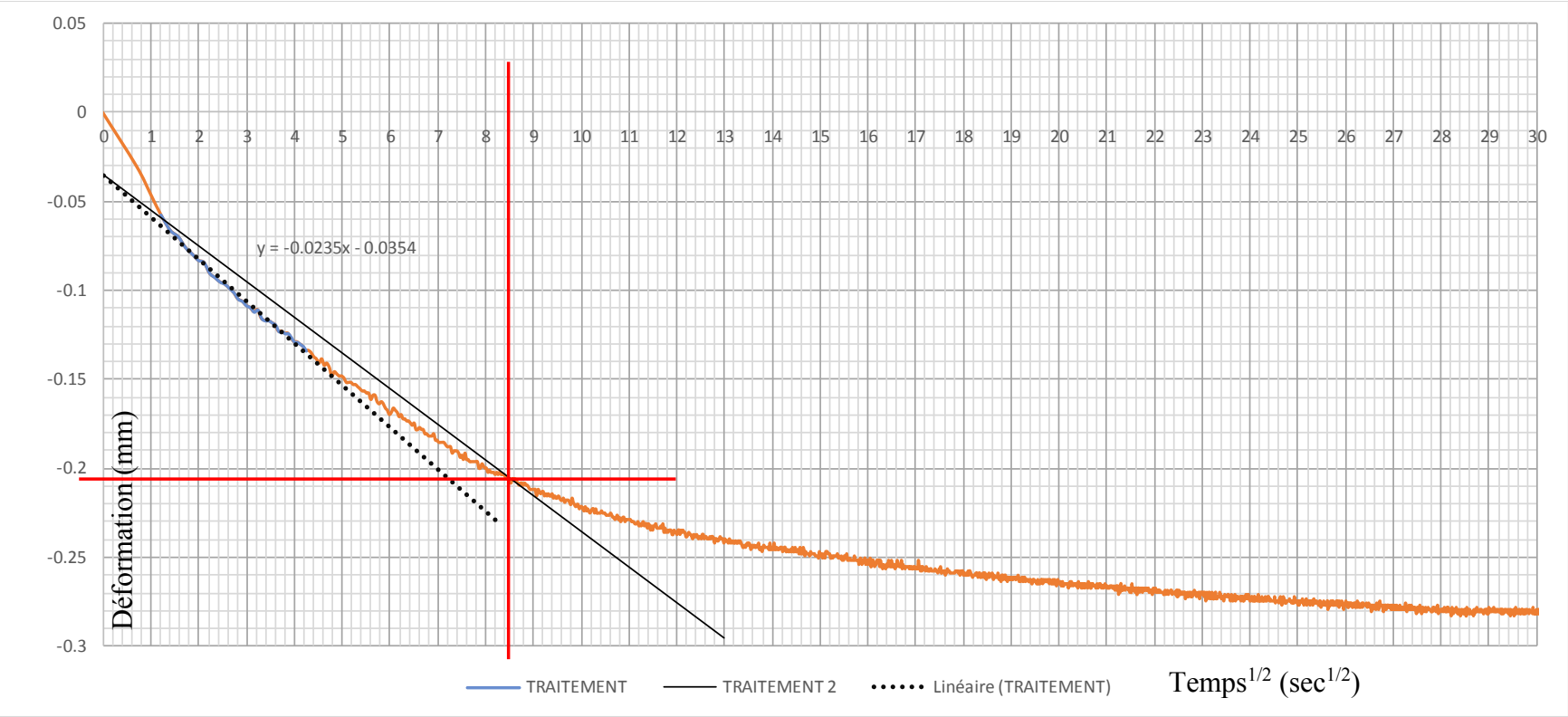
d	-0,0235
R_0	-0,035mm

Étape 2

d_2	-0,02
x_1	0
x_2	13
y_1	-0,035
y_2	-0,2951

Étape 3

R_{90}	-0,2050	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	8,5	$s^{1/2}$
t_{90}	72,25	s
c_v	**1,05**	**cm^2/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **200**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	18,85cm

Étape 1

t_{100}	115s
R_{100}	-0,4075 mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

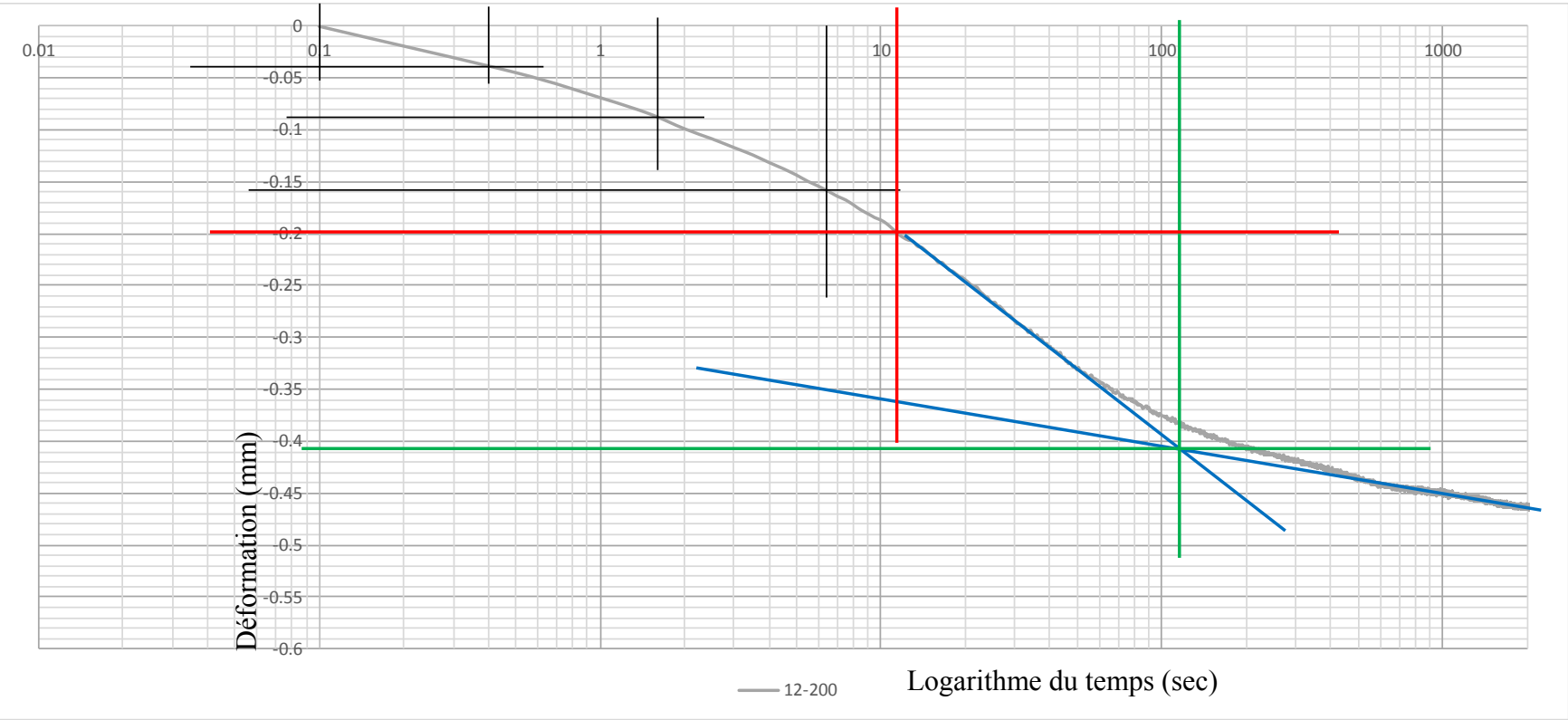
R_1	0mm
R_2	-0,0400mm
R_3	-0,0900mm
R_4	-0,1600mm

Étape 3

R_0	0,0100mm

Étape 4

H_{dr}	18,82mm
R_{50}	-0,1988mm
t_{50}	12s
c_v	**1,52cm²/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **200**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	18,85cm

Étape 1

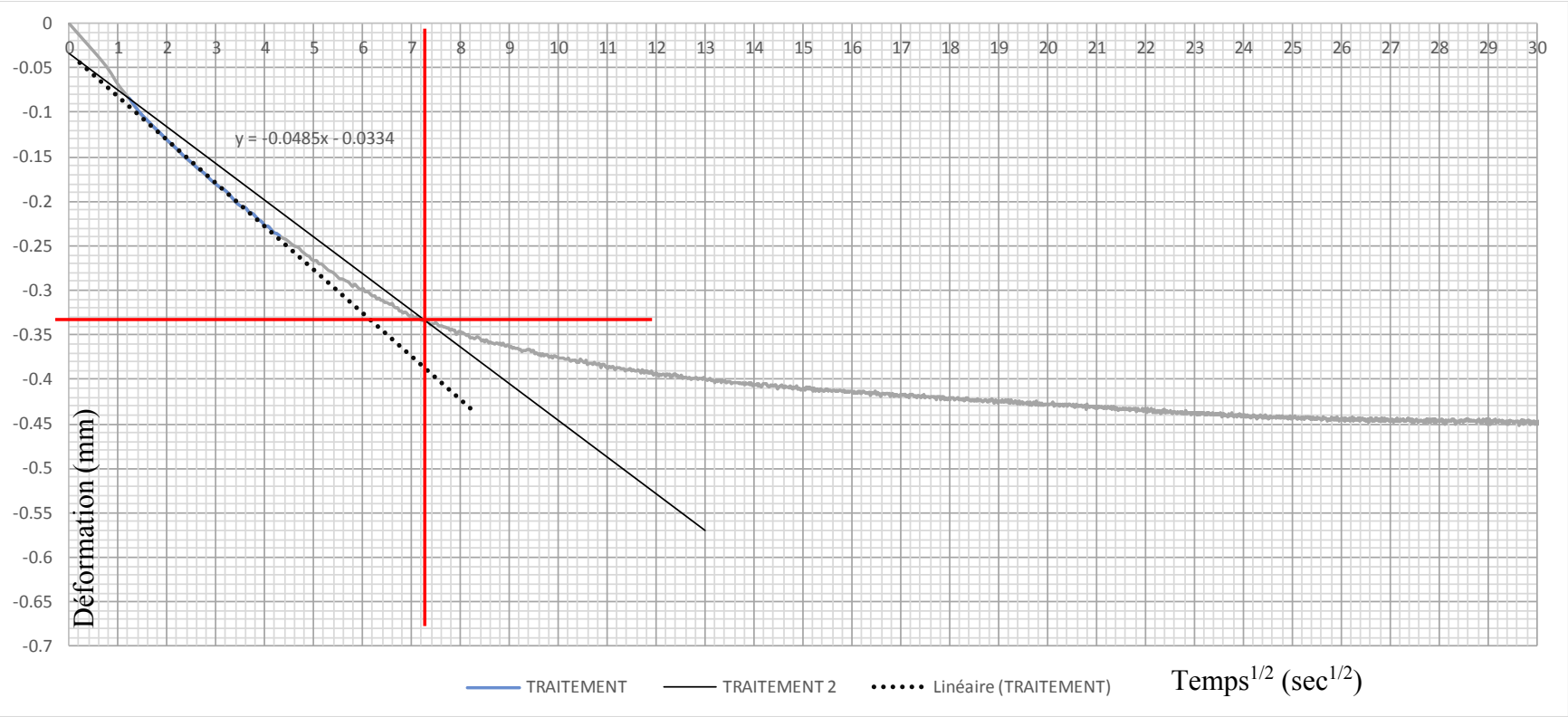
d	-0,0485
R_0	-0,033mm

Étape 2

d_2	-0,04
x_1	0
x_2	13
y_1	-0,033
y_2	-0,5693

Étape 3

R_{90}	-0,3325	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	7,2	$s^{1/2}$
t_{90}	52,20	s
c_v	**1,44**	**cm^2/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **300**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	18,80cm

Étape 1

t_{100}	91s
R_{100}	-0,2500mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

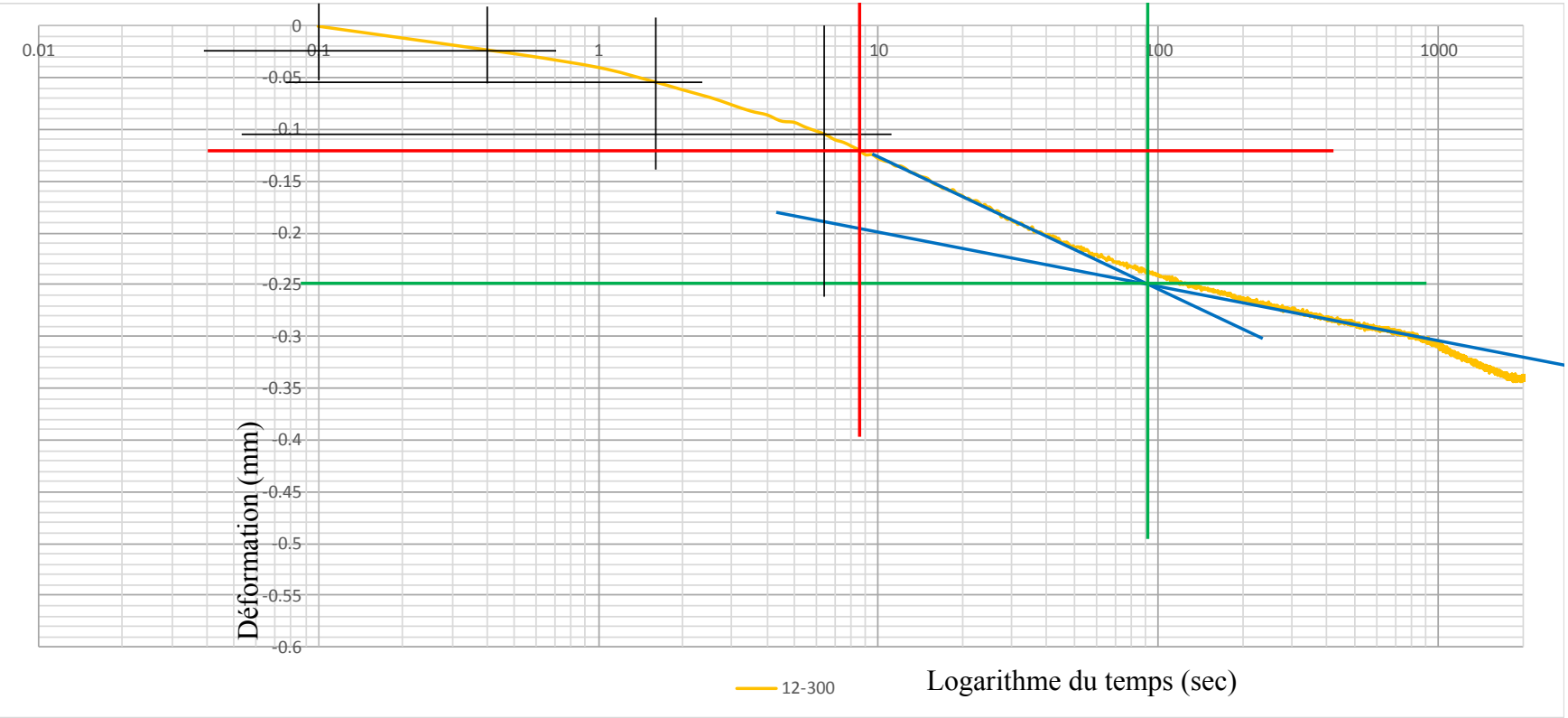
R_1	0mm
R_2	-0,0250mm
R_3	-0,0550mm
R_4	-0,1050mm

Étape 3

R_0	0,0083mm

Étape 4

H_{dr}	18,78mm
R_{50}	-0,1208mm
t_{50}	9s
c_v	**2,00cm²/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **300**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	18,80cm

Étape 1

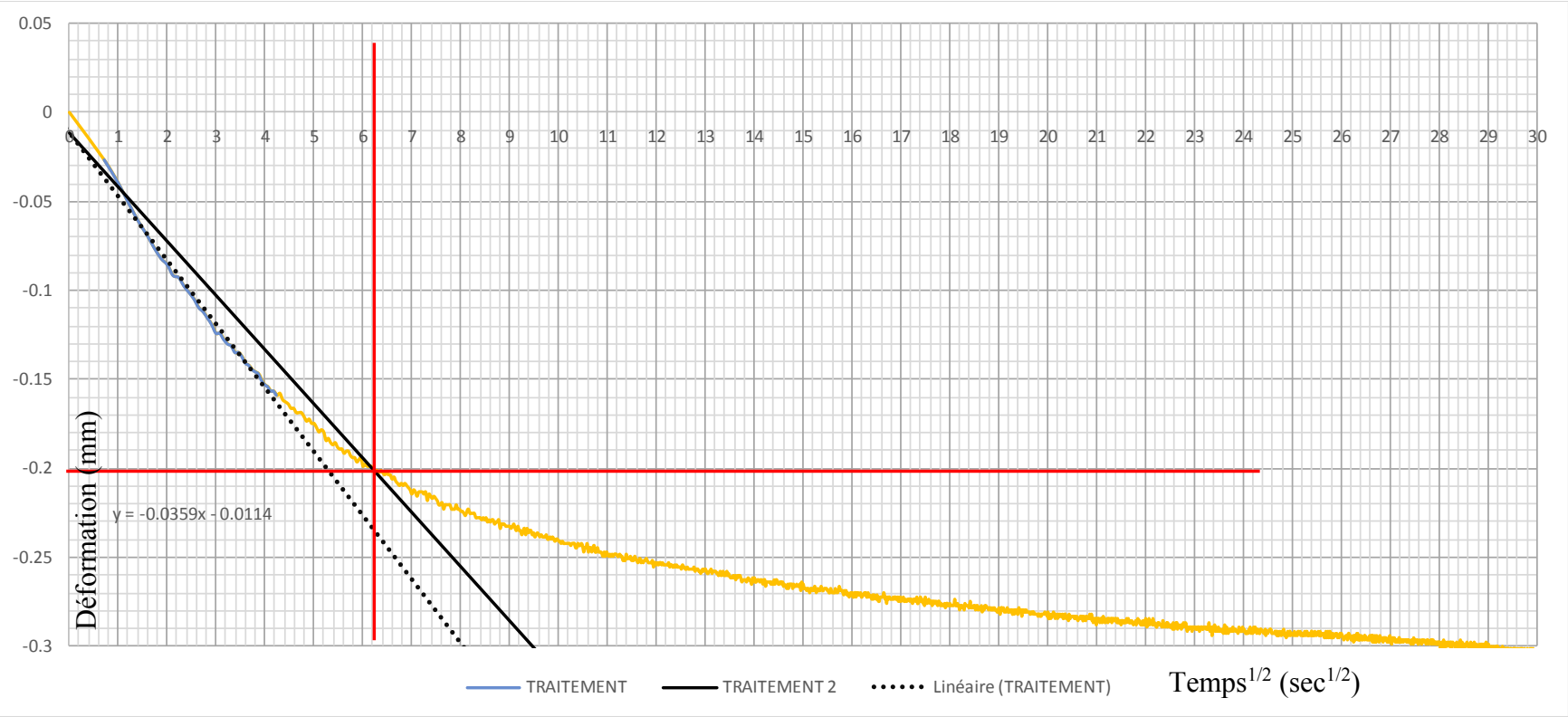
d	-0,0359
R_0	-0,011mm

Étape 2

d_2	-0,03
x_1	0
x_2	12
y_1	-0,011
y_2	-0,3776

Étape 3

R_{90}	-0,2025	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	6,2	$s^{1/2}$
t_{90}	38,75	s
c_v	**1,93**	**cm^2/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **400**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	18,77cm

Étape 1

t_{100}	145s
R_{100}	-0,1675mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

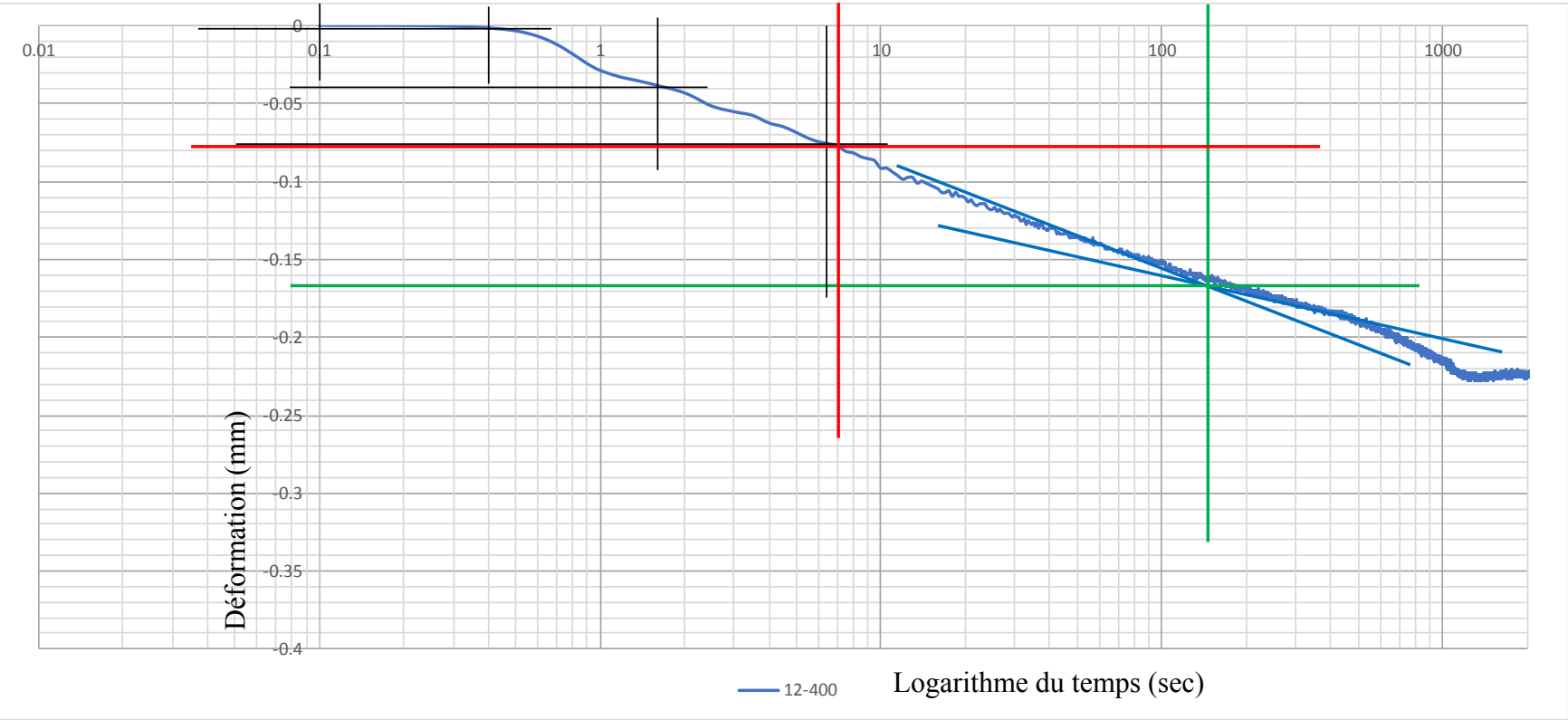
R_1	0mm
R_2	-0,0025mm
R_3	-0,0400mm
R_4	-0,0750mm

Étape 3

R_0	0,0108mm

Étape 4

H_{dr}	18,76mm
R_{50}	-0,0783mm
t_{50}	7s
c_v	**2,48cm²/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **400**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	18,77cm

Étape 1

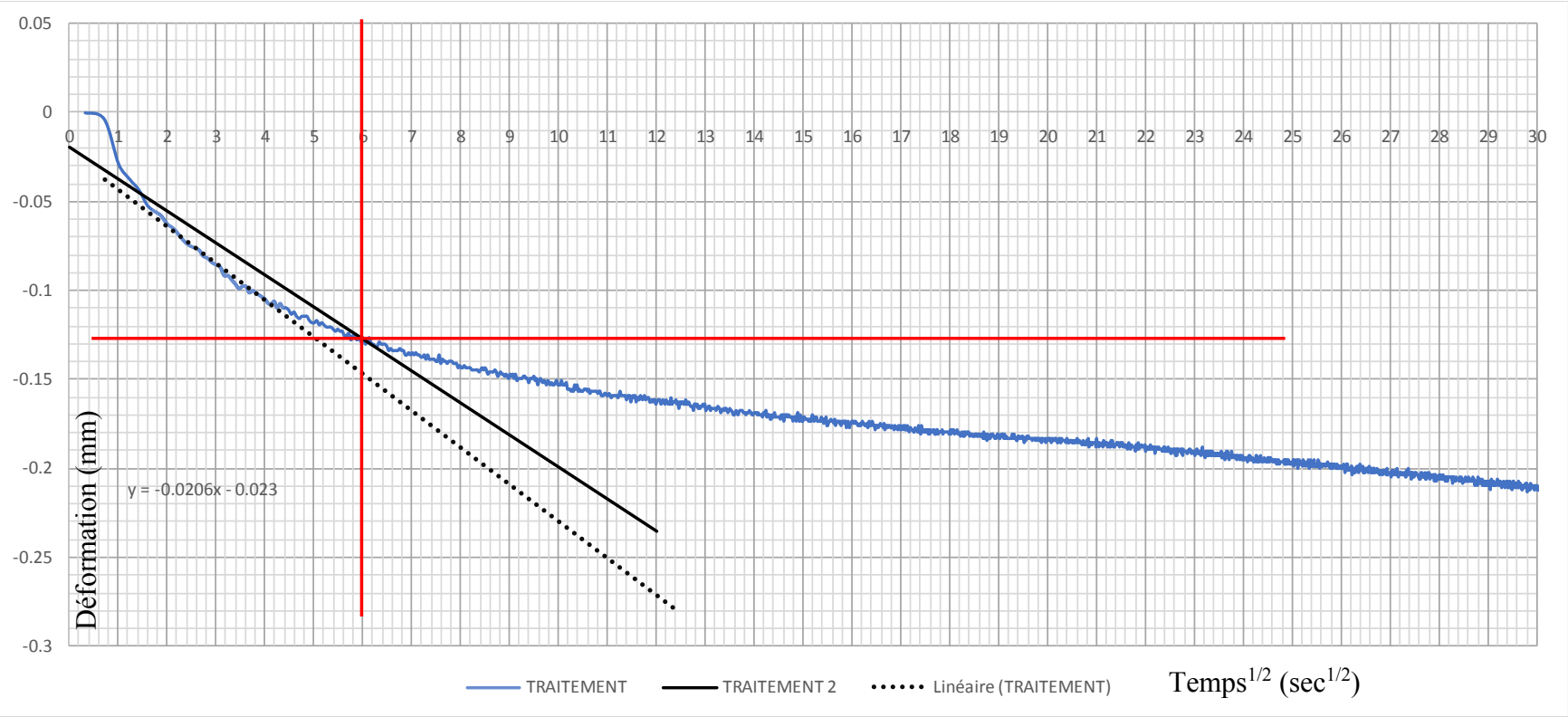
d	-0,0212
R_0	-0,019mm

Étape 2

d_2	-0,02
x_1	0
x_2	12
y_1	-0,019
y_2	-0,2356

Étape 3

R_{90}	-0,1275	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	6,0	$s^{1/2}$
t_{90}	36,00	s
c_v	**2,07**	**cm^2/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **600**

Méthode: Casagrande

Étape 0

H	18,72cm

Étape 1

t_{100}	75s
R_{100}	-0,3300mm

Étape 2

t_1	0,1s
t_2	0,4s
t_3	1,6s
t_4	6,4s

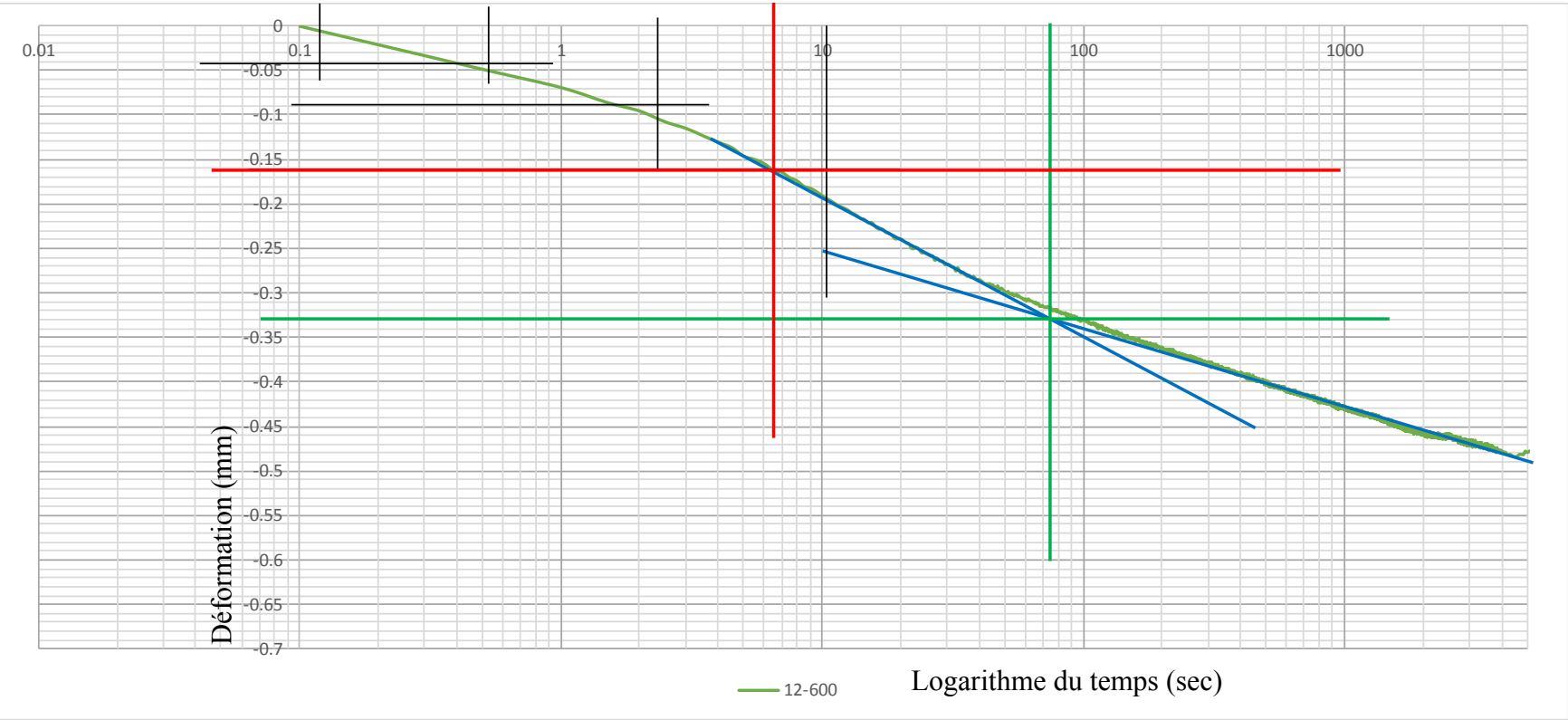
R_1	0mm
R_2	-0,0400mm
R_3	-0,0900mm
R_4	-0,1600mm

Étape 3

R_0	0,0100mm

Étape 4

H_{dr}	18,69mm
R_{50}	-0,1600mm
t_{50}	7s
c_v	**2,65cm²/s**



Essai **Tx-600-1**
Palier **600**

Méthode: Taylor

Étape 0

H	18,72cm

Étape 1

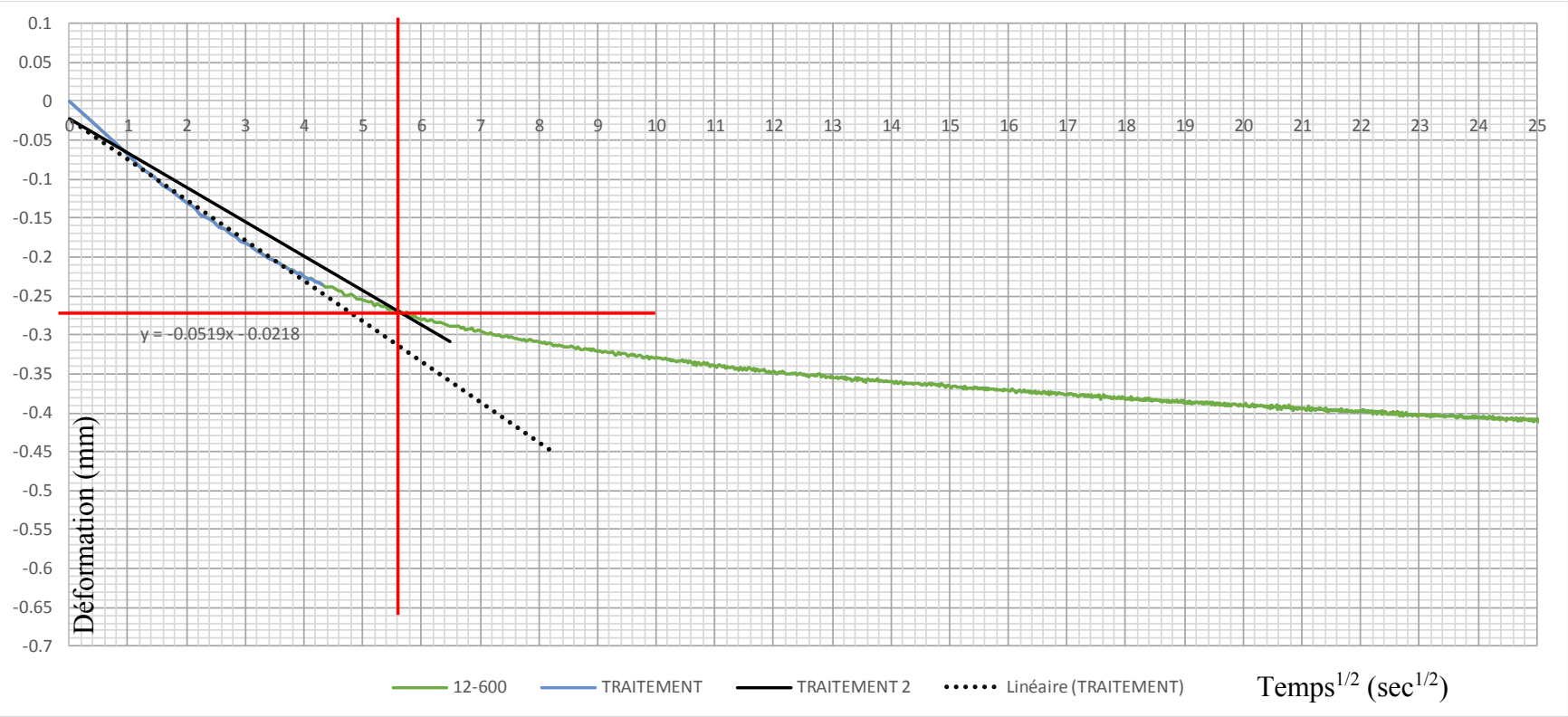
d	-0,0519
R_0	-0,022mm

Étape 2

d_2	-0,04
x_1	0
x_2	7
y_1	-0,022
y_2	-0,3085

Étape 3

R_{90}	-0,2700	mm
$\sqrt{(t_{90})}$	5,6	$s^{1/2}$
t_{90}	31,36	s
c_v	**2,36**	**cm^2/s**



ANNEXE K – V_s ASSOCIÉS À σ'_m, σ'_v ET L'INDICE DES VIDES

V_s	σ'_m	σ'_v	e	V_s	σ'_m	σ'_v	e	V_s	σ'_m	σ'_v	e	V_s	σ'_m	σ'_v	e
70,0	9,1	15,6	0,709	**118,0**	48,5	82,6	0,652	**166,0**	144,4	246,1	0,618	**214,0**	325,2	554,3	0,593
71,0	9,6	16,3	0,707	**119,0**	49,8	84,9	0,651	**167,0**	147,2	250,9	0,617	**215,0**	330,1	562,6	0,593
72,0	10,0	17,0	0,706	**120,0**	51,2	87,2	0,650	**168,0**	150,0	255,7	0,616	**216,0**	335,0	571,0	0,592
73,0	10,4	17,8	0,704	**121,0**	52,5	89,6	0,650	**169,0**	152,9	260,6	0,616	**217,0**	340,0	579,5	0,592
74,0	10,9	18,6	0,703	**122,0**	53,9	91,9	0,649	**170,0**	155,8	265,6	0,615	**218,0**	345,0	588,1	0,591
75,0	11,4	19,4	0,701	**123,0**	55,4	94,4	0,648	**171,0**	158,7	270,6	0,615	**219,0**	350,1	596,8	0,591
76,0	11,9	20,2	0,700	**124,0**	56,8	96,8	0,647	**172,0**	161,7	275,7	0,614	**220,0**	355,3	605,5	0,590
77,0	12,4	21,1	0,698	**125,0**	58,3	99,4	0,646	**173,0**	164,8	280,8	0,614	**221,0**	360,4	614,4	0,590
78,0	12,9	22,0	0,697	**126,0**	59,8	101,9	0,645	**174,0**	167,8	286,1	0,613	**222,0**	365,7	623,3	0,590
79,0	13,4	22,9	0,695	**127,0**	61,3	104,5	0,645	**175,0**	170,9	291,4	0,612	**223,0**	371,0	632,3	0,589
80,0	14,0	23,9	0,694	**128,0**	62,9	107,2	0,644	**176,0**	174,1	296,7	0,612	**224,0**	376,3	641,4	0,589
81,0	14,6	24,8	0,693	**129,0**	64,5	109,9	0,643	**177,0**	177,2	302,1	0,611	**225,0**	381,7	650,6	0,588
82,0	15,1	25,8	0,691	**130,0**	66,1	112,6	0,642	**178,0**	180,5	307,6	0,611	**226,0**	387,2	659,9	0,588
83,0	15,7	26,8	0,690	**131,0**	67,7	115,4	0,641	**179,0**	183,7	313,2	0,610	**227,0**	392,7	669,3	0,587
84,0	16,4	27,9	0,689	**132,0**	69,4	118,3	0,641	**180,0**	187,0	318,8	0,610	**228,0**	398,2	678,8	0,587
85,0	17,0	29,0	0,687	**133,0**	71,1	121,2	0,640	**181,0**	190,4	324,5	0,609	**229,0**	403,8	688,4	0,587
86,0	17,6	30,1	0,686	**134,0**	72,8	124,1	0,639	**182,0**	193,8	330,3	0,609	**230,0**	409,5	698,0	0,586
87,0	18,3	31,2	0,685	**135,0**	74,6	127,1	0,638	**183,0**	197,2	336,1	0,608	**231,0**	415,2	707,8	0,586
88,0	19,0	32,4	0,684	**136,0**	76,3	130,1	0,638	**184,0**	200,6	342,0	0,608	**232,0**	421,0	717,6	0,585
89,0	19,7	33,5	0,682	**137,0**	78,1	133,2	0,637	**185,0**	204,2	348,0	0,607	**233,0**	426,8	727,5	0,585
90,0	20,4	34,8	0,681	**138,0**	80,0	136,3	0,636	**186,0**	207,7	354,0	0,606	**234,0**	432,7	737,6	0,585
91,0	21,1	36,0	0,680	**139,0**	81,9	139,5	0,635	**187,0**	211,3	360,2	0,606	**235,0**	438,6	747,7	0,584
92,0	21,9	37,3	0,679	**140,0**	83,8	142,8	0,635	**188,0**	214,9	366,4	0,605	**236,0**	444,6	757,9	0,584
93,0	22,6	38,6	0,678	**141,0**	85,7	146,0	0,634	**189,0**	218,6	372,6	0,605	**237,0**	450,7	768,2	0,583
94,0	23,4	40,0	0,676	**142,0**	87,6	149,4	0,633	**190,0**	222,3	379,0	0,604	**238,0**	456,8	778,6	0,583
95,0	24,2	41,3	0,675	**143,0**	89,6	152,8	0,632	**191,0**	226,1	385,4	0,604	**239,0**	463,0	789,1	0,583
96,0	25,1	42,7	0,674	**144,0**	91,6	156,2	0,632	**192,0**	229,9	391,9	0,603	**240,0**	469,2	799,7	0,582
97,0	25,9	44,2	0,673	**145,0**	93,7	159,7	0,631	**193,0**	233,7	398,4	0,603	**241,0**	475,5	810,4	0,582
98,0	26,8	45,6	0,672	**146,0**	95,8	163,3	0,630	**194,0**	237,6	405,1	0,602	**242,0**	481,8	821,2	0,581
99,0	27,7	47,1	0,671	**147,0**	97,9	166,9	0,630	**195,0**	241,6	411,8	0,602	**243,0**	488,2	832,1	0,581
100,0	28,6	48,7	0,670	**148,0**	100,0	170,5	0,629	**196,0**	245,6	418,6	0,601	**244,0**	494,6	843,1	0,581
101,0	29,5	50,3	0,669	**149,0**	102,2	174,2	0,628	**197,0**	249,6	425,4	0,601	**245,0**	501,2	854,2	0,580
102,0	30,4	51,9	0,668	**150,0**	104,4	178,0	0,628	**198,0**	253,7	432,4	0,600	**246,0**	507,7	865,4	0,580
103,0	31,4	53,5	0,667	**151,0**	106,7	181,8	0,627	**199,0**	257,8	439,4	0,600	**247,0**	514,4	876,7	0,580
104,0	32,4	55,2	0,666	**152,0**	108,9	185,7	0,626	**200,0**	261,9	446,5	0,599	**248,0**	521,0	888,1	0,579
105,0	33,4	56,9	0,665	**153,0**	111,2	189,6	0,626	**201,0**	266,2	453,7	0,599	**249,0**	527,8	899,6	0,579
106,0	34,4	58,7	0,664	**154,0**	113,6	193,6	0,625	**202,0**	270,4	460,9	0,599	**250,0**	534,6	911,2	0,578
107,0	35,5	60,4	0,663	**155,0**	116,0	197,7	0,624	**203,0**	274,7	468,3	0,598	**251,0**	541,5	922,9	0,578
108,0	36,5	62,3	0,662	**156,0**	118,4	201,8	0,624	**204,0**	279,1	475,7	0,598	**252,0**	548,4	934,7	0,578
109,0	37,6	64,1	0,661	**157,0**	120,8	205,9	0,623	**205,0**	283,5	483,2	0,597	**253,0**	555,4	946,7	0,577
110,0	38,7	66,0	0,660	**158,0**	123,3	210,2	0,622	**206,0**	287,9	490,7	0,597	**254,0**	562,4	958,7	0,577
111,0	39,9	68,0	0,659	**159,0**	125,8	214,4	0,622	**207,0**	292,4	498,4	0,596	**255,0**	569,5	970,8	0,577
112,0	41,0	69,9	0,658	**160,0**	128,3	218,8	0,621	**208,0**	296,9	506,1	0,596	**256,0**	576,7	983,0	0,576
113,0	42,2	72,0	0,657	**161,0**	130,9	223,2	0,621	**209,0**	301,5	514,0	0,595	**257,0**	583,9	995,3	0,576
114,0	43,4	74,0	0,656	**162,0**	133,5	227,6	0,620	**210,0**	306,2	521,9	0,595	**258,0**	591,2	1007,8	0,576
115,0	44,7	76,1	0,655	**163,0**	136,2	232,2	0,619	**211,0**	310,8	529,8	0,594	**259,0**	598,6	1020,3	0,575
116,0	45,9	78,3	0,654	**164,0**	138,9	236,7	0,619	**212,0**	315,6	537,9	0,594	**260,0**	606,0	1033,0	0,575
117,0	47,2	80,4	0,653	**165,0**	141,6	241,4	0,618	**213,0**	320,4	546,1	0,593	**261,0**	613,5	1045,7	0,574