PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Consolidation des résidus miniers dans les fosses en présence d'inclusions de roches stériles
Auteur: Author:	Roseline Taillon Lévesque
Date:	2019
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Lévesque, R. T. (2019). Consolidation des résidus miniers dans les fosses en présence d'inclusions de roches stériles [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/3943/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/3943/
Directeurs de recherche: Advisors:	Thomas Pabst
Programme: Program:	Génie minéral

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Consolidation des résidus miniers dans les fosses en présence d'inclusions de roches stériles

ROSELINE TAILLON LÉVESQUE

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie minéral

Juin 2019

© Roseline Taillon Lévesque, 2019.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Consolidation des résidus miniers dans les fosses en présence d'inclusions de roches stériles

présenté par **Roseline Taillon LÉVESQUE**

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

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

Richard SIMON, président
Thomas PABST, membre et directeur de recherche
Li LI, membre

REMERCIEMENTS

Tout d’abord, j’aimerais remercier mon directeur de recherche, Thomas Pabst, pour l’opportunité qui m’a été proposée et l’expérience acquise, sans oublier son implication et sa disponibilité tout au long du projet.

Je remercie également tous les techniciens (Samuel, Éric, Noura, Étienne) et les stagiaires (Sam, Ève, Anna, etc..) qui ont participés de proche ou de loin au projet pour leur savoir-faire, leur expertise et le bon temps passé au laboratoire en leur présence.

Je tiens aussi à mentionner le support autant technique que moral des associés de recherches Vincent et Abtin.

Je voudrais aussi remercier tous mes collègues de polytechnique qui ont fait de ces belles années une partie de plaisir.

RÉSUMÉ

L'exploitation d'une mine à ciel ouvert génère d'importantes quantités de rejets miniers, essentiellement sous la forme de roches stériles et de résidus miniers. Ceux-ci sont généralement entreposés dans des haldes à stériles et des parcs à résidus de grandes dimensions dont la gestion, la restauration et la stabilité à long terme représentent des défis majeurs pour l'industrie minière.

Les résidus miniers sont souvent produits et transportés à des teneurs en eau élevées, ce qui accroit les risques de liquéfaction, de rupture de digue et de lixiviation de contaminants. La déposition des résidus dans une fosse (lorsque disponible sur le site) pourrait contribuer à réduire ces risques géotechniques et à améliorer la restauration, tout en réduisant la taille des aires d'entreposage en surface.

L'utilisation d'inclusions de roches stériles plus perméables a été proposée afin d'accélérer la consolidation des résidus dans la fosse, améliorer leurs propriétés géotechniques et réduire les interactions entre les rejets remblayés et l'environnement. De telles inclusions sont déjà utilisées sur certains sites miniers pour la construction des parcs à résidus en surface.

L'objectif principal de ce mémoire était ainsi d'évaluer l'effet d'inclusions de roches stériles sur la consolidation de résidus miniers déposés dans une fosse au moyen de simulations numériques calibrées à partir d'essais expérimentaux. L'objectif était à la fois d'optimiser le volume d'entreposage dans la fosse (maximiser le tassement) et accélérer la vitesse de consolidation (minimiser le temps de dissipation des pressions interstitielles en excès). Les analyses ont été inspirées du cas de la fosse Doyon, propriété de la mine d'or Westwood (IAMGOLD) et située en Abitibi au Québec.

Les résidus miniers étudiés dans ce projet ont été échantillonnés à la mine Westwood (Iamgold) et leurs propriétés hydrogéotechniques ont été mesurées au laboratoire (granulométrie, densité relative, angle de friction interne effectif, densité maximale à l'optimum Proctor modifié). Les paramètres de consolidation ont été déterminés au moyen d'essais de compression en colonne. Ces essais de compression ont été modifiés dans le cadre de cette étude afin d'évaluer la consolidation des résidus sous leur propre poids et en conditions de double drainage. Leur conductivité hydraulique saturée a également pu être mesurée au cours des essais de consolidation. Les échantillons ont été préparés à différentes teneurs en eau et déposés sur différentes épaisseurs afin d'étudier l'effet de ces propriétés sur le comportement hydrogéotechnique des résidus. Au total, 17

essais de compression de 10 paliers de chargement compris entre 0 et 490 kPa ont été réalisés. Les déplacements et les pressions interstitielles étaient mesurés en continu. Chaque palier de chargement durait environ 4 heures.

Les essais de compression en colonne ont ensuite été simulés au moyen du code SIGMA/W (GeoSlope). Ces simulations ont permis de vérifier que le code SIGMA/W était en mesure de reproduire de manière satisfaisante les tassements et la dissipation des pressions interstitielles en excès mesurés lors les essais de compression en colonne. Les paramètres du modèle Cam-Clay modifié ont été calibrés à partir des mesures expérimentales, mais les paramètres initiaux ont été peu ou pas modifiés. La validation de la calibration a été réalisé en simulant trois autres essais de compression en colonne. Les résultats obtenus (déplacements, indices des vides et vitesses de consolidation) étaient proches des mesures au laboratoire. Le modèle de comportement Cam-Clay modifié a aussi été comparé aux modèles élasto-plastique et linéaire élastique et a été considéré comme le plus approprié pour la suite des simulations numériques.

Le code SIGMA/W a ensuite été utilisé pour simuler le comportement des résidus miniers déposés dans une fosse avec et sans inclusion de roches stériles. Les propriétés des résidus étaient basées sur les simulations des essais en colonnes. Les simulations ont montré que l'ajout d'inclusions de roches stériles (enveloppe perméable, tapis drainant et/ou inclusion drainante centrale) permettait de réduire significativement le temps nécessaire à la dissipation totale des pressions interstitielles en excès dans la fosse et donc la durée de consolidation à proximité des inclusions. Une étude paramétrique a également été réalisée afin d'étudier l'effet de la largeur de la fosse, de l'indice de compression des résidus miniers, de la conductivité hydraulique saturée du roc fracturé et de l'épaisseur des rehaussements en présence d'une enveloppe perméable, d'un tapis drainant et d'une inclusion drainante. Les principales conclusions de cette étude de sensibilité étaient les suivantes :

- L'augmentation de la largeur de la fosse réduisait l'influence des inclusions de roches stériles au centre du modèle sur le tassement et la vitesse de consolidation, mais avait peu d'influence sur le comportement hydrogéotechnique des résidus au sommet et à la base de la fosse ainsi qu'à proximité des inclusions.
- L'utilisation d'un indice de compression sensiblement plus élevé (0,16 au lieu de 0,11) augmentait significativement les tassements et la durée de consolidation simulés (et

inversement). L'indice de compression doit donc être mesuré avec précision afin d'obtenir des résultats réalistes dans les simulations numériques et d'établir les plans de déposition.

- L'utilisation d'inclusions de roches stériles perméables permet d'accélérer la consolidation des résidus déposés dans la fosse, indépendamment de la conductivité hydraulique du roc.

Les résultats de ce projet devraient être utiles pour mieux orienter la conception de la co-disposition des résidus miniers et des roches stériles dans les fosses.

ABSTRACT

Mining operations generate large quantities of wastes, mainly waste rock and tailings. These are generally stored in waste rock piles and tailings storage facilities whose long-term stability and reclamation represent major challenges for the industry.

Tailings are often produced and transported at high water contents, which contributes to increase the risk for liquefaction, dam failure and contaminant leaching. In-pit disposal (if available on the site) of mine tailings could decrease these geotechnical risks and improve reclamation, while reducing the size of surface storage areas.

Waste rock inclusions were proposed to accelerate the consolidation of tailings, decrease the interactions between backfilled wastes and the environment, and improve the geotechnical properties and strength of tailings. Such inclusions are already used at some mine sites for the construction of surface tailings pound.

The main objective of this study was to evaluate the effects of waste rock inclusions on the consolidation of mine tailings deposited in a pit using numerical simulations calibrated from experimental tests. The objective was to optimize both storage volume (maximize settlement) and time of consolidation (minimize the dissipation time of excess pore water pressures). The study was based on the Doyon pit, property of IAMGOLD and located in Abitibi, Quebec.

Tailings were sampled at the Westwood mine (IAMGOLD) and characterized in the laboratory (grain size distribution, specific gravity, friction angle, maximum density). The consolidation parameters were determined using column compression tests. These compression tests were modified to evaluate the consolidation of tailings under double seepage conditions and for self-weight consolidation. The saturated hydraulic conductivity was measured during the compression tests. The effect of the initial water content and deposition rate (layer thickness) were also studied in the laboratory. A total of 17 tests with 10 loading steps comprised between 0 and 490 kPa were carried out. Settlement and pore water pressures were recorded continuously. Each loading step lasted for approximately 4 hours.

The column compression tests were simulated with the code SIGMA/W (GeoSlope). Numerical simulations were able to represent relatively well the settlement and the dissipation of excess pore water pressure measured during the compression tests carried out on Westwood tailings. The

parameters of the Cam-Clay modified model were calibrated based on laboratory tests. However, initial parameters were only slightly or not modified. The calibration of these parameters was validated by simulating three other column compression tests. The simulated displacements, void ratios and consolidation rates were close to laboratory results. The Cam-Clay modified model was also compared to the elastoplastic and the linear elastic models but was considered the more appropriate to carried out further simulations.

SIGMA/W code was then used to simulate the behavior of tailings deposited in an open pit with and without waste rock inclusions. The properties of tailings were based on the column test simulations. Simulations showed that waste rock inclusions placed at different positions in the pit (e.g. permeable surround, central inclusion, bottom drain) significantly reduced the time required to attain the total dissipation of excess pore water pressure in the tailings and decreased the consolidation time close to waste rock inclusions. A parametric study was also carried out to evaluate the effect of pit width, tailings compression index, fractured bedrock hydraulic conductivity, and thickness of tailings layers. The main conclusions of this study were:

- Increasing the width of the pit reduced the influence of waste rock inclusions on the settlement and the time of consolidation in the center of the model. The width of the pit did not influence the consolidation of tailings near the top and the bottom of the pit and close to inclusions.
- The use of a higher compression index (0,16 instead of 0,11) significantly increased settlements and consolidation time simulated. The parameter therefore need to be precisely determined in the laboratory to obtain realistic results with numerical simulations and design deposition.
- The use of permeable waste rock inclusions accelerates the consolidation of tailings deposited in the pit, regardless of the saturated hydraulic conductivity of the fractured bedrock

The results of this project should be useful to guide the design of co-disposal of tailings and waste rock in open-pits.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS III

RÉSUMÉ IV

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIII

LISTE DES FIGURES XVII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXVI

LISTE DES ANNEXES XXXII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Objectifs du projet de recherche 2

1.2 Contenu du mémoire 2

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTERATURE 4

2.1 Propriétés et gestion des rejets miniers 4

2.1.1 Résidus miniers 4

2.1.2 Roches stériles 6

2.2 Écoulement de l'eau 7

2.2.1 Milieu saturé 7

2.2.2 Milieu non saturé 11

2.3 Consolidation 15

2.3.1 Phases de consolidation 15

2.3.2 Détermination des paramètres de consolidation au laboratoire 20

2.3.3 Vitesse de la consolidation 23

2.3.4 Consolidation avec remplissage progressif 27

2.3.5 imulation numérique de la consolidation 28
2.4 Inclusions drainantes 28
2.4.1 Généralités 29
2.4.2 Études expérimentales et numériques 31
2.5 Remblayage des fosses 31
2.5.1 Applications et limitations 31
2.5.2 Confinement des rejets 32
2.5.3 Cas à l'étude : Fosse Doyon 33
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE 36
3.1 Propriétés hydrogéologiques et géotechniques 36
3.2 Propriétés de consolidation 37
3.2.1 Protocole des essais de compression en colonne 38
3.2.2 Instruments et calibrations 44
3.3 Simulations numériques 49
3.3.1 Simulations numériques des essais de laboratoire 49
3.3.2 Simulations numériques de la déposition des résidus en fosse 51
CHAPITRE 4 RÉSULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE 53
4.1 Propriétés hydrogéotechniques des résidus Westwood 53
4.1.1 Granulométrie 53
4.1.2 Densité relative des grains 55
4.1.3 Densité sèche et optimum Proctor 56
4.1.4 Conductivité hydraulique saturée 57
4.1.5 Courbe de rétention d'eau 58
4.1.6 Angle de friction interne 59

4.2 Propriétés de consolidation des résidus Westwood....60
4.2.1 Dissipation des pressions interstitielles en excès....60
4.2.2 Tassements....65
4.2.3 Paramètres de consolidation....67
4.2.4 Effet de l'épaisseur et de la teneur en eau initiales....71
4.2.5 Module de Young....73
4.2.6 Coefficient de consolidation c_v....74
4.2.7 Conductivités hydrauliques saturées mesurées pendant l'essai de compression....77
4.3 Simulation numérique des essais de laboratoire....80
4.3.1 Calibration des simulations numériques (Essai A-4)....80
4.3.2 Essais de compression en colonne avec résidus saturés....84
4.3.3 Validation des modèles calibrés....90
4.3.4 Lois de comportement....92
CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DU COMPORTEMENT HYDROGÉOTECHNIQUE DES REJETS MINIERS DÉPOSÉS EN FOSSE....95
5.1 Cas de base....95
5.1.1 Effet des bancs....99
5.1.2 Pressions interstitielles....103
5.2 Inclusions de roches stériles....105
5.2.1 Enveloppe perméable....107
5.2.2 Tapis drainant....108
5.2.3 Inclusion drainante....110
5.2.4 Combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante....111

5.2.5 Synthèse des effets des inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus 113

5.3 Géométrie de la fosse ..117

5.4 Indice de compression ..121

5.5 Perméabilité du roc..123

5.6 Épaisseur des couches ..125

CHAPITRE 6 ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSION..128

6.1 Évaluation des paramètres de consolidation des résidus..128

6.2 Calibration et validation d'un modèle numérique à partir d'essais de compression en colonne ..131

6.3 Co-disposition des rejets miniers dans les fosses..133

6.4 Discussion ..135

6.4.1 Essais de compression en colonne ..135

6.4.2 Modélisation de la consolidation des résidus en fosse..136

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS ..138

7.1 Conclusion..138

7.2 Recommandations ..141

BIBLIOGRAPHIE ..143

ANNEXES ..152

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Propriétés typiques des résidus miniers (adapté de Bussière (2007) et de Boudrias (2018)).Boudrias (2018)). 5

Tableau 3-1: Caractéristiques des essais réalisés : hauteur initiale, teneur en eau massique initiale et indice des vides initial. 40

Tableau 3-2: Contraintes totales appliquées lors des paliers de chargement (en kPa) des essais de type A. 41

Tableau 3-3: Contraintes totales appliquées lors des paliers de chargement (en kPa) des essais de type B. 41

Tableau 3-4: Durée des paliers de consolidation (en heures) pour chaque essai de type A et B. ..42

Tableau 3-5: Contraintes totales appliquées lors des paliers de chargement (en kPa) des essais de type C. 43

Tableau 3-6: Durées des paliers de consolidation (en heures) des essais de type C. 43

Tableau 3-7: Intervalle des paramètres calibrés. λ: paramètre relié à l'indice de compression, e_o: indice des vides initial, ϕ': angle de frottement interne effectif, γ: poids volumique des résidus, κ: paramètre relié à l'indice de recompression et ν: coefficient de Poisson. 50

Tableau 3-8: Simulations numériques réalisées dans cette étude afin d'évaluer la consolidation des résidus dans une fosse avec et sans inclusions de roches stériles. 52

Tableau 4-1: Caractéristiques granulométriques des résidus miniers Westwood. D_{10} : diamètre des grains passant 10%, D_{60} : diamètre des grains passant 60%, C_U : coefficient d'uniformité...55

Tableau 4-2: Paramètres du modèle de Fredlund utilisés pour représenter la distribution granulométrique des résidus Westwood et ajustés sur l'ensemble des points mesurés au laboratoire.....55

Tableau 4-3: Densité relative des grains solides (G_s) des résidus Westwood mesurés à la suite des essais de compression en colonne A-2, A-3, A-4, A-5 et A-6 et sur deux échantillons non-consolidés. 56

Tableau 4-4: Paramètres du modèle de van Genuchten lissés sur les points expérimentaux mesurés au laboratoire. θ_R : teneur en eau résiduelle, θ_S : teneur en eau à saturation, k_{sat} : conductivité hydraulique saturée, n : paramètre de van Genuchten et α : paramètre de van Genuchten....59

Tableau 4-5: Comparaison entre la variation de contrainte appliquée et les pressions interstitielles en excès maximales mesurées pour chaque palier lors de l'essai de compression A-8 au milieu de l'échantillon (z = 13 cm). Δσ : différence de contrainte appliquée, Δu : incrément de pression interstitielle. 62

Tableau 4-6: Paramètres de consolidation des essais de compression : Contrainte effective initiale (σ'_{min}), contrainte effective maximale (σ'_{max}), indice des vides initial (e_o), indice des vides final (e_f), indice de compression (C_c), coefficient de compressibilité minimal ($a_{v\ min}$) et coefficient de compressibilité maximal ($a_{v\ max}$).....69

Tableau 4-7: Paramètres C et D de l'équation de la conductivité hydraulique saturée en fonction de l'indice des vides de (Somogyi, 1979) pour les résidus Westwood, les résidus de sables bitumineux et des résidus d'une mine de bauxite. 78

Tableau 4-8: Durée des paliers simulés (en heures) dans la simulation numérique de l'essai de compression en colonne A-4. 82

Tableau 4-9: Calibration des paramètres de consolidation des résidus utilisés pour modéliser la consolidation ; e : indice des vides, λ: paramètre relié à l'indice de compression, e_o : indice des vides initial, ϕ: angle de frottement interne, γ: poids volumique des résidus, κ: paramètre relié à l'indice de recompression et ν: coefficient de Poisson. 84

Tableau 4-10: Durée des paliers des simulations numériques des essais de compression en colonne : A-2, B-3 et C-2. 91

Tableau 4-11: Modules de Young calculés et simulés pour chaque palier de l'essai B-3. 93

Tableau 5-1: Paramètres du roc fracturé et des résidus utilisés dans les simulations numériques de la fosse. Le module de Young a été volontairement surestimé afin de limiter les déplacements de la paroi de la fosse. 98

Tableau 5-2: Paramètres des roches stériles utilisés dans les simulations numériques de la fosse (adaptés de Boudrias (2018) et de Peregoedova (2012)). 106

Tableau 5-3: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des résidus mesuré 1 an après la déposition des rehaussements 2, 17 et 34. 117

Tableau 5-4: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des rehaussements 2, 17 et 34 d'une fosse de demi-largeur de 60 et 20 mètres. 119

Tableau 5-5: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des résidus 1 an après la déposition des rehaussements 2, 17 et 34 pour des résidus possédant des indices de compression de 0,06, 0,11 et 0,16. 121

Tableau 5-6: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des rehaussements 2, 17 et 34 d'une fosse avec un roc fracturé de conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-8} m/s et 7×10^{-5} m/s. 123

Tableau 5-7:Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) au sommet des résidus causés par la déposition des couches des rehaussements 3, 18 et 34 après un an. 126

Tableau 6-1: Relation entre le module de Young (E) et la contrainte effective (σ'_v) mesurée à partir des essais de compression en colonne pour les résidus Westwood et Canadian Malartic d'indice de compression (C_c) similaire. 129

Tableau A-1: Tassements mesurés par le LVDT pour chaque palier et le tassement attribué à la consolidation primaire 220

Tableau A-2: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-1. 228

Tableau A-3: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-2. 228

Tableau A-4: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-3. 229

Tableau A-5: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-4. 230

Tableau A-6: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-5. 231

Tableau A-7: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-6. 232

Tableau A-8: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-7. 233

Tableau A-9: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-8. 234

Tableau A-10: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-1. 235

Tableau A-11: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-9. 236

Tableau A-12: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-2.....237

Tableau A-13: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-3.....238

Tableau A-14: Paramètres calculés lors de l'essai de compression C-1.....239

Tableau A-15: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-4.....239

Tableau A-16: Paramètres calculés lors de l'essai de compression C-2.....240

Tableau A-17: Paramètres calculés lors de l'essai de compression C-3.....240

Tableau A-18: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-10. 241

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Modèle de comportement élasto-plastique (tiré de Geoslope (2017) et Boudrias (2018)) 17

Figure 2.2: Modèle de comportement Cam-Clay modifié (tiré de Geoslope (2018)). v : volume spécifique, p' : invariant de contrainte lié à la contrainte effective moyenne, q : invariant de contrainte lié à la contrainte déviatorique, λ : pente de la droite isotropique de la consolidation vierge, κ : pente de la droite de surconsolidation isotropique. 18

Figure 2.3: Courbes de consolidation typiques de l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective (gauche) et en fonction du logarithme de la contrainte effective (droite) pour des matériaux normalement consolidés (tiré de Mitchell et Soga (2005)) 21

Figure 2.4: Méthode de Casagrande pour calculer le coefficient de consolidation (Tiré de Holtz et Kovacs (1991)) 25

Figure 2.5: Méthode de Taylor pour calculer le coefficient de consolidation (Tiré de Holtz & Kovacs, 1991) 26

Figure 2.6 Influence des inclusions de roches stériles sur le chemin de drainage (tiré de James et Aubertin (2009)) 29

Figure 2.7 Géométrie des inclusions en roches stériles linéaires dans un parc à résidus adapté de James (2009) 30

Figure 2.8: Fosse de la mine Doyon en 2008 avant le début du remblayage. 34

Figure 2.9: Remblayage de la fosse en août 2015. 35

Figure 3.1: Montage des essais de compression en colonne a) essais classiques simplement drainés (surface) b) essais drainés à la base et à la surface c) essais avec remplissage progressif. 38

Figure 3.2: Calibration des LVDT utilisés dans le projet. 44

Figure 3.3: Capteur de pression interstitielle Trustability utilisé pour mesurer les pressions d'eau en excès dans les colonnes pendant les essais de chargement. 45

Figure 3.4: Calibration des capteurs de pression Trustability. Au total, 15 capteurs (nommés a à t) ont été calibrés. 46

Figure 3.5: Essai de perméabilité à charge constante pour chaque palier de pression lors de l'essai de compression en colonne. 47

Figure 4.1: Courbes granulométriques mesurées sur 14 échantillons de résidus Westwood (un échantillon par essai en colonne de consolidation) et courbe moyenne lissée sur l'ensemble des résultats au moyen du modèle de Fredlund et al. (2012). 54

Figure 4.2: Courbe de l'essai de Proctor modifié mesuré sur les résidus Westwood. 56

Figure 4.3: Conductivités hydrauliques saturées des résidus Westwood mesurées au laboratoire et prédites avec les modèles Kozeny-Carman (KC) et Kozeny-Carman modifié (KCM) pour différents indices des vides. 57

Figure 4.4: Courbes de rétention d'eau mesurées au laboratoire en cellule Tempe et ajustées avec le modèle de van Genuchten (1980). La courbe prédite avec le modèle MK (Aubertin et al., 2003) est également indiquée. 58

Figure 4.5: Essai triaxial dans le domaine de la contrainte moyenne effective (p') et de la contrainte de cisaillement (q) pour différentes contraintes de consolidation. 60

Figure 4.6: Variations des pressions interstitielles mesurées au milieu de l'échantillon (z = 13 cm) au cours de l'essai A-8 pour les différents chargements appliqués. 61

Figure 4.7: Variation des pressions interstitielles en excès mesurées au milieu de l'échantillon (z = 13 cm) au cours de l'essai B-3 pour les différents chargements appliqués. 63

Figure 4.8: Suivi des pressions interstitielles au cours de l'essai C-3 mesurées par les capteurs de pression placés à des élévations z = 3,5 cm, z = 13,5 cm et z = 23,5 cm (au milieu des couches 1, 2 et 3 respectivement). 64

Figure 4.9: Variation de l'épaisseur de l'échantillon de l'essai de compression A-9 au cours des paliers de chargement et en fonction du temps. 65

Figure 4.10: Comparaison du tassement attribué à la consolidation primaire et du tassement total lors de l'essai de consolidation en colonne A-9. 66

Figure 4.11: Courbes de consolidation des essais de compression en colonne a) de type A, b) de type B et c) de type C. 68

Figure 4.12: Courbes de consolidation des essais A-4, B-3 et C-2. 70

Figure 4.13: Courbes de recompression des essais de compression A- 7 à A- 9 (type A) et B- 2 à B- 4 (type B).....71

Figure 4.14: Courbes de consolidation des essais de compression en colonne de type A (A-4 et A-6) et B (B-1 et B-3) pour des épaisseurs initiales d'échantillon différentes. Les essais ont été préparés teneurs en eau initiales similaires comprises entre 36 et 39%.....72

Figure 4.15: Effet de la teneur en eau initiale sur la courbe de consolidation des essais de type A. Les résultats des essais A-4 (w_{ini} = 38,9%) et A-8 (w_{ini} = 27,6%) sont présentés. 73

Figure 4.16: Module de Young estimé en fonction de la contrainte effective verticale pour tous les essais de compression en colonne réalisés dans le cadre de cette étude. 74

Figure 4.17: Coefficients de consolidation des essais de compression en colonne calculés selon la méthode de Casagrande et la méthode de Taylor pour des contraintes effectives comprises entre 3 et 430 kPa. Les valeurs présentées pour chaque palier de contraintes représentent la moyenne de l'ensemble des coefficients de consolidation calculés pour chacun des 17 essais en colonnes.....76

Figure 4.18: Conductivités hydrauliques saturées calculées à partir des coefficients de consolidation déterminés par les essais de compression en colonne en fonction de l'indice des vides. Les résultats de laboratoire sont comparés aux modèles prédictifs KC (Aubertin et Chapuis, 2003) et KCM (Mbonimpa et al., 2002). 77

Figure 4.19: Conductivité hydraulique saturée mesurée au cours des essais de compression en colonne A-4 et A-11 et prédite avec les modèles KC (Chapuis & Aubertin, 2003)et KCM (Mbonimpa et al., 2002) et le modèle Kozeny-Carman modifié ajusté aux résultats expérimentaux (KCM ajusté).....79

Figure 4.20: Géométrie du modèle numérique de l'essai de compression A-4 sur le logiciel SIGMA/W.....81

Figure 4.21: Fonction de contrainte de l'essai de compression en colonne A-4. 82

Figure 4.22: Pressions interstitielles mesurées et simulées à h=23 cm dans l'essai de compression en colonne A-4. 85

Figure 4.23: Pressions interstitielles en excès générées lors du palier 3 de l'essai A-4 à h= 0 cm, h= 23,5 cm et h= 33,5 cm. 86

Figure 4.24: Comparaison des indices des vides mesurés expérimentalement et des indices des vides simulés pour différentes contraintes appliquées. Les indices des vides moyens, à h= 0 cm et à h= 33,9 cm sont présentés. 87

Figure 4.25: Déformations verticales moyennes expérimentales et simulées en fonction de la contrainte appliquée pour l'essai de compression en colonne A-4. 88

Figure 4.26: Déplacements par palier mesurés et simulés avec le modèle de comportement Cam Clay modifié. 89

Figure 4.27: Déplacements par palier de l'essai A-4 simulés avec l'indice de compression moyen des essais de type A (C_c = 0,12) et l'indice de compression spécifique à l'essai A-4 (C_c = 0,11). 90

Figure 4.28: Déplacements mesurés au laboratoire et simulés avec le logiciel SIGMA/W (modèle Cam Clay modifié) des essais de compression en colonne A-2, B-3 et C-2. 92

Figure 4.29: Déplacements par palier mesurés au laboratoire et simulés avec les modèles de comportement Cam Clay modifié (CCM), élasto-plastique (EP) et linéaire élastique (LE) pour l'essai de compression B- 3. 94

Figure 5.1: Géométrie du modèle simulant le cas de base sans inclusions de roches stériles au 25^{e} rehaussement. Le maillage est indiqué dans l'encart. La ligne et le point bleu représente la contrainte de la nappe phréatique (u = 0 kPa) imposée au modèle. 97

Figure 5.2: Contraintes totales verticales (en kPa) simulées un an après la déposition du rehaussement 34. Les points A (X = 65,5 m ; Y = 65 m) et B (X = 75,7 m ; Y = 65 m) sont indiqués pour références. 99

Figure 5.3: Indice des vides dans la fosse 1 an après la déposition du dernier rehaussement 34 (Y = 140m). 100

Figure 5.4: Déplacement vertical (en m) dans la fosse (cas de base) 1 an après la déposition du rehaussement 34 (Y = 140 m). 101

Figure 5.5: Déplacements verticaux (en m) simulés au sommet des rehaussements 30 (Y = 124 m), 31 (Y = 128 m), 32 (Y = 132 m), 33 (Y = 136 m) et 34 (Y = 140 m) un an après leur déposition. Tous ces rehaussements sont compris au niveau du banc supérieur de la fosse. 102

Figure 5.6: Déplacements verticaux (en m) simulés au sommet du rehaussement 31(Y = 128 m) 4, 10, 30, 80 et 360 jours après la déposition du rehaussement 31. La paroi de la fosse était située à X = 130,5 m. 103

Figure 5.7: Degré de consolidation des résidus à des élévations de a) 54 mètres et b)118 mètres en fonction du temps depuis la déposition du rehaussement 34 (Y = 136-140 m). 104

Figure 5.8: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la position horizontale dans la fosse (axe X), après la déposition du rehaussement 34. 104

Figure 5.9: Scénarios de co-disposition étudiés. a) L'enveloppe perméable, b) le tapis drainant, c) l'inclusion drainante et d) la combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante. 106

Figure 5.10: Degré de consolidation primaire des résidus lors du rehaussement 34 à une élévation de 54 mètres (a) et 118 mètres (b) en présence d'une enveloppe perméable. Les résultats sont présentés pour différentes positions horizontales (axe X) à l'intérieur du rehaussement. Les résultats du cas de base sont représentés par une courbe moyenne, car les valeurs étaient très rapprochées et seraient confondues à cette échelle. 107

Figure 5.11: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la distance avec l'enveloppe perméable. 108

Figure 5.12: Degré de consolidation des résidus minier dans le cas de base (CdB) et avec un tapis drainant (TD) a) pour le rehaussement 4 et b) pour le rehaussement 34. 109

Figure 5.13:Degré de consolidation primaire des résidus lors du rehaussement 34 à une élévation de 54 mètres (a) et 118 mètres (b) en présence d'une inclusion drainante en roches stériles. Les résultats du cas de base sont représentés par une courbe moyenne, car les valeurs étaient très rapprochées et seraient confondues à cette échelle. 110

Figure 5.14: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la distance à l'inclusion drainante en roches stériles après la déposition du rehaussement 34.....111

Figure 5.15: Degré de consolidation primaire des résidus lors du rehaussement 34 à une élévation de a) 54 mètres, b) 70 mètres, c) 118 mètres et d) 138 mètres en présence d'une enveloppe perméable, d'un tapis drainant et d'une inclusion drainante. 112

Figure 5.16: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la position en X pour la combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante, après la déposition du rehaussement 34. 113

Figure 5.17: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) après la déposition du rehaussement 34 à des élévations a) de 10 mètres, b) de 54 mètres et c) de 118 mètres dans une fosse sans inclusion de roches stériles, avec un tapis drainant, avec une enveloppe perméable, avec une inclusion drainante et avec la combinaison d'une enveloppe perméable, d'un tapis drainant et d'une inclusion drainante (Combinaison). 114

Figure 5.18: Déplacement vertical des résidus (en m) simulé dans la fosse sans inclusion de roches stériles, avec une inclusion drainante, avec une enveloppe perméable, avec un tapis drainant et avec la combinaison de tous les types d'inclusions de roches stériles un an après la déposition des rehaussements a) 2 (Y = 12 m), b)17 (Y = 72 m) et c) 34 (Y = 140 m) 116

Figure 5.19: Géométrie de la fosse de largeur de 120 mètres à la base. Les inclusions de roches stériles sont représentées en bleu (combinaison d'un tapis drainant, d'une inclusion centrale et d'une enveloppe perméable). Les conditions frontières (identiques au cas de base) sont également indiquées. 118

Figure 5.20: Profil des tassements simulés (en m) au sommet des résidus un an après la déposition du rehaussement 34 en fonction de la position en X pour une fosse de largeur de 40 mètres (géométrie de base) et une fosse de largeur de 120 mètres. 119

Figure 5.21: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la distance de l'inclusion drainante pour des élévations de 10, 70 et 138 mètres après la déposition du rehaussement 34 pour des fosses de largeur de 40 et 120 mètres à la base. 120

Figure 5.22: Degré de consolidation des résidus d'indice de compression de 0,06, de 0,11 et de 0,16 à des élévations de a) 70 mètres et b) 138 mètres lors de la déposition du rehaussement 34. 122

Figure 5.23: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la position en X après la déposition du rehaussement 34 pour des élévations de 70 et 138 mètres pour des indices de compressions de 0,06 ($C_{c\ min}$), 0,11 ($C_{c\ moy}$) et 0,16 ($C_{c\ max}$). 122

Figure 5.24: Degré de consolidation des résidus miniers après la déposition du rehaussement 34 à une élévation de 70 mètres dans la fosse avec un roc fracturé de conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-5} m/s, 2×10^{-6} m/s et de 7×10^{-8} m/s. 124

Figure 5.25: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) à une élévation de 70 mètres après la déposition du rehaussement 34 avec une conductivité hydraulique saturée du roc fracturé de 7×10^{-5} m/s, de 2×10^{-6} m/s et 7×10^{-8} m/s. 125

Figure 5.26: Degré de consolidation des résidus miniers au rehaussement 34 appliqué a) en 4 couches de 1 mètre et b) en 1 couche de 4 mètres à une élévation de 136 mètres.....127

Figure A.1: Essai triaxial dans le domaine de la contrainte moyenne effective (p') et de la contrainte de cisaillement (q) pour différentes contraintes de consolidation.....182

Figure A.2: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-1 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f). 202

Figure A.3: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-2 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f). 203

Figure A.4: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-3 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g) et 8 (h).....204

Figure A.5: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-4 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g) et 8 (h).....205

Figure A.6: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-5 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 206

Figure A.7: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-6 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 207

Figure A.8: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-7 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 208

Figure A.9: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-8 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 209

Figure A.10: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-1 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 210

Figure A.11: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-9 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h) et 9 (i). 211

Figure A.12: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-2 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 212

Figure A.13: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-3 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 213

Figure A.14: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne C-1 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d) et 5 (e). 214

Figure A.15: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-4 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 215

Figure A.16: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne C-2 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 216

Figure A.17: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne C-3 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 217

Figure A.18: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-10 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j). 218

Figure A.19 : Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais A-1 (a), A-2 (b), A-3 (c) et A-4 (d). 222

Figure A.20: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais A-5 (a), A-6 (b), A-7 (c) et A-8 (d). 223

Figure A.21: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais A-9 (a), A-10 (b). 224

Figure A.22: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais B-1 (a), B-2 (b), B-3 (c) et B-4 (d). 225

Figure A.23: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais C-1 (a), C-2 (b) et C-3 (c). ...226

Figure A.24: Profil des indices des vides dans le cas de base sans inclusion de la fosse un an après la déposition du rehaussement 34 pour un modèle de 240 mètres (a) et un modèle de 1400 mètres (b).....243

Figure A.25: Dissipation des pressions interstitielles en excès suite à la déposition du rehaussement 17 à une élévation de 54 mètres au centre de la fosse (X= 10 m) et à proximité des parois (X= 52 m). 244

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire [m^2]
a_c	Coefficient d'adhésion du modèle MK [-]
AEV	Air entry value [kPa]
a_{gr}	Paramètre régissant le point d'inflexion et le point de cassure initiale [-]
a_v	Coefficient de compressibilité [kPa^{-1}]
c	Cohésion [kPa]
C	facteur de forme du modèle KC [-]
c'	Cohésion effective [kPa]
C_c	Indice de compression [-]
CCM	Modèle Cam Clay modifié
CdB	Cas de base
C_G	Constante adimensionnelle du modèle KCM [-]
C_r	Indice de recompression [-]
CRE	Courbe de retention d'eau
C_U	Coefficient d'uniformité [-]
CU	Consolidated Undrained
c_v	Coefficient de consolidation [cm^2/s]
d	Diamètres des particules [mm]
D_{10}	Diamètre des grains à 10% de passant [mm]
D_{60}	Diamètre des grains à 60% de passant [mm]
d_{eq}	Diamètre équivalent des particules [mm]
dh/d(x,y,z)	Gradient hydraulique [-]
d_m	Plus petite taille attribuable aux particules [mm]
DMA	Drainage minier acide
D_{min}	Plus petit diamètre mesuré dans la courbe granulométrique [mm]

DNC	Drainage neutre contaminé
D_R	Densité relative des grains [-]
d_r	Taille des particules résiduelles [mm]
e	Indice des vides [-]
E	Module de Young [kPa]
e_0	Indice des vides initial [-]
e_f	Indice des vides final [-]
EP	Modèle élasto-plastique
F	Critère de limite d'élasticité [kPa]
g	Constante gravitationnelle [N m^2/kg^2]
h	Charge hydraulique [m]
H	Hauteur des résidus [m]
H_0	Hauteur initiale [m]
h_{co}	Remontée capillaire équivalente [m]
H_{dr}	Distance de drainage [m]
H_s	Hauteur de solide dans l'échantillon [m]
IRME	Institut de recherche en mines et en environnement
k	Conductivité hydraulique [m/s]
$k_{(x,y,z)}$	Conductivité hydraulique saturée selon les directions (x,y,z) [m/s]
KC	Modèle Kozeny-Carman
KCM	Modèle Kozeny-Carman modifié
k_{KC}	conductivité hydraulique saturée prédite par le modèle KC [m/s]
K_o	Coefficient de pression des terres au repos [-]
k_r	Conductivité hydraulique relative [m/s]
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée [m/s]
$L_{1/2}$	Moitié de la largeur [m]

LE	Linéaire élastique
LVDT	Linear Variable Differrential Transformer
M_c	Module contraint [kPa]
M	Pente de la ligne d'état critique dans le plan p'-q [-]
max	Maximum
M_d	Masse sèche de l'échantillon [kg]
m_{gr}	Paramètre lié à la forme de la courbe granulométrique pour les particules fines [-]
min	Minimum
MK	Modified Kovacs
ML	Silts sableux de faible plasticité (classification USCS)
M_s	Masse des solides [kg]
M_T	Masse totale [kg]
m_v	Coefficient de compressibilité volumique [kPa^{-1}]
N	Nombre de valeurs comparées [-]
n_{gr}	Paramètre régissant la pente abrupte de la courbe (uniformité) [-]
OCR	Rapport de surconsolidation [-]
O_i	Énième valeur expérimentale [-]
p'	Contrainte moyenne effective [kPa]
P_i	Énième valeur prédite numériquement [-]
P_m	Densité de pulpe massique [%]
$P_{No\ D}$-$P_{No\ d}$	Pourcentage massique des particules plus petites que $_D$ et plus grande que $_d$ [%]
$P_p(d)$	Pourcentage massique des particules passant une taille particulière [%]
Q	Contrainte de la charge appliquée à la surface de l'échantillon [kPa]
q	Contrainte de cisaillement
q_s	Débit spécifique [m/s]
R_0	Tassement correspondant à un degré de consolidation de 0% [m]

R_{100}	Tassement correspondant à un degré de consolidation de 100% [m]
R^2	Coefficient de détermination [-]
R_{50}	Tassement correspondant à un degré de consolidation de 50% [m]
RMSE	Root Mean Square Error
S_a	Degré de saturation d'adhésion [%]
S_c	Degré de saturation capillaire [%]
s_{pc}	Tassement de consolidation primaire [m]
S_r	Degré de saturation [%]
S_r	Degré de saturation [%]
S_S	Surface spécifique [m^2/kg]
s_{sc}	Tassement secondaire [m]
s_t	Tassement total [m]
s_{vd}	Tassement immédiat [m]
T	Facteur de temps [-]
t	Temps [s]
t_0	Temps initial [s]
T_{50}	Facteur de temps pour un degré de consolidation de 50% [-]
t_{50}	Temps pour atteindre un degré de consolidation de 50% [s]
T_{90}	Facteur de temps pour un degré de consolidation de 90% [-]
$t_{90\%}$	Temps pour atteindre un degré de consolidation de 90% [s]
$t_{99\%}$	Temps pour atteindre un degré de consolidation de 90% [s]
$t_{max\ 1\ an}$	Tassement maximal simulé au sommet du rehaussement 1 an après sa déposition [m]
TD	Tapis drainant
u	Pression interstitielle [kPa]
U_{avg}	Degré de consolidation [%]
u_i	Pression interstitielle initiale dans le matériel [m]

USCS	United Soil Classification System
u_t	Pression interstitielle moyenne au temps t [m]
UU	Unconsolidated Undrained
V_s	Volume de solide dans l'échantillon [m^3]
W	Contrainte du poids des résidus au-dessus du centre de la colonne [kPa]
w	Teneur en eau massique [%]
WEV	Water Entry Value [kPa]
w_{ini}	Teneur en eau massique initiale [%]
w_L	Limite de liquidité [-]
w_{opt}	Teneur en eau optimale [%]
w_p	Limite de plasticité [-]
x	Paramètre de tortuosité du modèle KCM [-]
X	Position sur l'axe des x [m]
Y	Position sur l'axe des y [m]
z	Élévation [m]
Z	Facteur géométrique [-]
α et n	Paramètres géométriques du modèle descriptif de VanGenuchten [-]
γ	Poids volumique [kN/m^3]
Γ	Volume spécifique à l'état critique [-]
γ'	Poids volumique déjaugé [kN/m^3]
γ_{sat}	Poids volumique saturé [kN/m^3]
γ_w	Poids volumique de l'eau [kN/m^3]
θ	Teneur en eau volumique [-]
θ_r	Teneur en eau volumique résiduelle [-]
θ_s	Teneur en eau volumique à saturation [-]
κ	Pente de la droite de surconsolidation isotropique [-]

λ	Pente de la droite isotropique de consolidation vierge [-]
μ_w	Viscosité dynamique de l'eau [Pa.s]
ν	Coefficient de Poisson [-]
v	Volume spécifique [-]
ρ_{dmax}	Masse volumique sèche maximale [kg/m^3]
$\rho_{s:}$	Densité du sol [kg/m^3]
ρ_w	Densité volumique de l'eau [kg/m^3]
σ'_v	Contrainte effective vertical [kPa]
σ_v	Contrainte totale verticale [kPa]
Φ	Angle de friction interne [$^\circ$]
Φ'	Angle de friction interne effectif [$^\circ$]
ψ	Succion [kPa]
ψ'	Angle d'état stationnaire [$^\circ$]
Ψ_0	Succion pour obtenir un sol complètement sec [kPa]
Ψ_a	Pression d'entrée d'air [kPa]
Ψ_n	Paramètre de normalisation du modèle MK [kPa]
Ψ_r	Succion résiduelle [kPa]

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Courbes granulométriques 153

Annexe B – Densité relative des grains 168

Annexe C – Essai Proctor Modifié.....170

Annexe D – Essais de perméabilité à parois flexibles 172

Annexe E – Essais Tempe Cell 178

Annexe F – Essai triaxial consolidé non-drainé.....181

Annexe G – Courbe de consolidation des essais de compression en colonne 183

Annexe H – Pressions interstitielles en excès mesurées par les capteurs de pression pendant les essais de compression en colonne 201

Annexe I – Tassements mesurées par les LVDT pendant les essais de compression en colonne219

Annexe J – Paramètres mesurés à partir des résultats des essais de compression en colonne.....227

Annexe K – Analyse complémentaire de la comparaison des résultats avec un modèle comprenant 1 380 mètres de roc fracturé.....242

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'industrie minière est un secteur clé pour l'économie québécoise. Le Québec comptait 32 mines à ciel ouvert et souterraines en activité sur son territoire en 2017 (Madore & Caron, 2018). Malgré ses nombreux impacts positifs sur la société, la gestion des rejets produits par les mines (et en particulier des roches stériles et des résidus de concentrateurs) et la réhabilitation des sites à la fermeture des opérations sont des défis de tailles pour l'industrie.

Les rejets miniers sulfureux peuvent ainsi générer du drainage minier acide (DMA) ou du drainage neutre contaminé (DNC) lorsqu'ils sont exposés à l'eau et à l'air (Aubertin, Mbonimpa, et al., 2002; Blowes, Ptacek, Jambor, & Weisener, 2003; Dold, 2008). La stabilité physique des ouvrages d'entreposage de rejets constitue également un enjeu important. Les résidus miniers sont typiquement déposés sous forme lâche et saturée et leur entreposage peut être problématique en raison de leur forte teneur en eau et leurs concédant de faibles propriétés mécaniques (Aubertin, Bussière, & Zagury, 2011). Le risque de rupture des digues menace l'environnement et la viabilité économique de la mine, d'autant plus que la taille des aires d'entreposage est importante (Caldwell, Oboni, & Oboni, 2015). La liquéfaction des résidus peut aussi être à l'origine de ruptures de digues lors d'un séisme si les résidus ne sont pas suffisamment consolidés (James & Aubertin, 2009).

Suite aux opérations à ciel ouvert, l'utilisation des fosses pour déposer les rejets est une approche qui permettrait de réduire l'empreinte visuelle en surface et de confiner les rejets (Gammons, Harris, Castro, Cott, & Hanna, 2009; MEND, 2015). La technique permettrait également de ne plus avoir à construire de digues, réduisant ainsi les risques environnementaux liés aux déversements des résidus.

La co-disposition des résidus miniers et des roches stériles sous forme d'inclusions en roches stériles est une nouvelle approche proposée pour améliorer la stabilité physique des parcs à résidus (Aubertin, Mbonimpa, et al., 2002). Les inclusions en roches stériles pourraient aussi être utiles dans la déposition en fosse, car elles pourraient permettre d'accélérer la consolidation des résidus, ce qui permettrait à la fois d'optimiser la quantité de rejets entreposés, de réduire les effets de risques de la liquéfaction en cas de séisme et de réduire les tassements différentiels (Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Saleh Mbemba, 2016; Boudrias, 2018). L'ajout d'inclusions de roches stériles permettrait aussi de réduire la taille des haldes à stériles et d'augmenter la résistance des résidus (Gammons et al., 2009; Aubertin, 2013; James, Aubertin, & Bussière, 2013).

Le cas de la mine d'or souterraine de Westwood est un exemple de site minier où les rejets miniers sont entreposés dans une ancienne mine à ciel ouvert (dans ce cas-ci, Doyon). La mine Westwood et la fosse Doyon sont situées sur le même site minier dans la région de l'Abitibi au Québec entre Rouyn-Noranda et Val d'Or. Une stratégie de co-disposition a été adoptée pour entreposer à la fois des roches stériles et des résidus miniers. Les travaux de ce mémoire seront inspirés de ce cas réel.

1.1 Objectifs du projet de recherche

L'objectif principal de ce projet était d'étudier l'effet d'inclusions en roches stériles sur la consolidation de résidus miniers déposés dans une fosse au moyen de simulations numériques calibrées à partir des résultats d'essais de laboratoire. Les résidus de la mine Westwood ont été utilisés dans cette étude.

Hypothèse de recherche : les inclusions de roches stériles pourraient permettre d'accélérer la dissipation des pressions interstitielles en excès et les tassements lors de la déposition de résidus dans la fosse.

Les objectifs spécifiques du projet consistaient à :

- Évaluer les paramètres de consolidation des résidus à l'aide d'essais de compression en colonne et étudier l'effet des conditions de drainage et des propriétés intrinsèques (épaisseur, teneur en eau initiale) des matériaux.
- Calibrer et valider un modèle numérique réalisé avec le logiciel SIGMA/W (Geoslope, 2018) à partir des essais de compression en colonne réalisés au laboratoire.
- Évaluer l'influence des inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus en fosse au moyen de simulations numériques réalisées avec le code SIGMA/W (Geoslope, 2019).

1.2 Contenu du mémoire

Ce mémoire comporte 7 chapitres. Le chapitre d'introduction est suivi du chapitre 2 présentant l'état des connaissances sur les propriétés des rejets miniers et de leur consolidation. L'écoulement en milieu saturé et non saturé, l'effet des inclusions en roches stériles et la disposition des rejets dans les fosses y sont aussi abordés. Le chapitre 3 présente les essais, les équipements et la méthodologie employés pour réaliser les essais au laboratoire et les simulations numériques dans

le cadre de ce projet. Les résultats de la caractérisation des résidus miniers, des essais expérimentaux et de la calibration/validation des simulations numériques sont présentés au chapitre 4. Le chapitre 5 est consacré aux résultats des simulations numériques de la déposition des résidus en fosse, avec et sans inclusions. Le chapitre 6 fait état de l'analyse des essais de compression en colonne et des simulations numériques des résidus déposés dans une fosse et discute des limitations des résultats obtenus dans les travaux présentés. Le chapitre 7 conclut le mémoire en proposant certaines recommandations pour la suite des travaux.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTERATURE

2.1 Propriétés et gestion des rejets miniers

Les mines produisent principalement deux types de rejets : les résidus miniers et les roches stériles (Blight, 2009). Les résidus miniers sont généralement entreposés en surface dans des parcs à résidus et les roches stériles dans des haldes. La gestion environnementale de ces rejets présente de nombreux défis au niveau de la stabilité géotechnique et géochimique (Aubertin, Bussière, & Zagury, 2011).

2.1.1 Résidus miniers

Les résidus miniers constituent la fraction non économique produite au concentrateur à la suite des procédés de concassage, de broyage et de concentration (Aubertin, Mbonimpa, et al., 2002). Il est fréquent de trouver des sulfures (p.ex. pyrite, pyrrhotite, chalcopyrite) dans les résidus qui sont alors susceptibles de générer du drainage minier acide (Dold, 2008). En effet, les résidus sulfureux peuvent s'oxyder au contact de l'air et de l'eau pour former de l'acide sulfurique, entrainant la mobilisation d'importantes quantités de sulfates et de métaux en solution (Bowles, 1996; Dold, 2008; Aubertin, Bussière, & Zagury, 2011).

Par ailleurs, les résidus sont des sols non cohésifs majoritairement constitués de particules fines de la taille des silts (Vick, 1990). Les résidus sont souvent classés comme des silts sableux non plastiques (ML selon la classification USCS, ASTM D2487 (2017)) (tableau 2-1). La densité relative est généralement comprise entre 2,6 et 4,5 pour des résidus plus ou moins sulfureux (tableau 2-1). La teneur en eau optimale obtenue avec l'essai Proctor est comprise entre 10 et 20% pour des poids volumiques secs maximaux compris entre 14,6 et 20,1 kN/m^3 (tableau 2-1). L'indice de compression, l'indice de recompression et le coefficient de consolidation des résidus sont généralement compris entre 0,05 et 0,3, entre 0,003 et 0,03 et entre 0,001 et 100 cm^2/s (tableau 2-1). Leur conductivité hydraulique est généralement peu élevée (Azam, Jeeravipoolvarn, & Scott, 2009). L'angle de friction interne effectif est généralement compris entre 30 et 42^o (tableau 2-1).

Tableau 2-1 Propriétés typiques des résidus miniers (adapté de Bussière (2007) et de Boudrias (2018)).

Propriétés de base	Valeurs basées sur 9 mines canadiennes	Valeurs basées sur 13 mines québécoises
Diamètre des grains à 10% de passant, D_{10} (mm)	0,001 à 0,004; 0,005[b]; 0,0018[f]	0,0009 à 0,006; 0,0033[d]
Diamètre des grains à 60% de passant, D_{60} (mm)	0,01 à 0,05; 0,054[b]; 0,021[f]	0,01 à 0,08; 0,039[d]
Coefficient d'uniformité, C_u (D_{60}/D_{10}) (-)	8 à 18; 12[f]	10 à 30; 10,8 à 12,5[d]
Pourcentage de passant <2 µm (%)	5 à 14; 5,3[b]; 11[f]	4 à 20; 7,6[d]
Pourcentage de passant <80 µm (%)	70 à 97; 81,3[b]; 92[f]	60 à 100; 78[d]
Classification du sol selon l'USCS	ML[b, f]	ML ou SM; ML[d]
Densité relative des grains (D_R) (-)	2,6 à 2,9 (veines de quartz); 2,9 à 4,5 (résidus sulfureux); 3,17[b]; 2,71[d]; 2,76[f]	
Teneur en eau optimale w_{opt} % Essai Proctor	10 à 20; 13[d]	
Poids volumique du sol sec $\gamma_{d\ max}$ (kN/m^3)	14,6 à 20,1; 18,1[d]	
Densité de pulpe P_m (%)	25 à 45; 56[d]	
Limite de liquidité w_L (%)	40[b]; 29[f]	
Limite de plasticité w_p (%)	0 à 15, 16[b]; 25[f]	
Propriétés de consolidation	résidus fins (ML)	Résidus grossiers (SP)
Indice de compression C_c (-)	0,05 à 0,3; 0,08 à 0,16[b]; 0,09[e]	0,05 à 0,3; 0,059 à 0,082[d]
Indice de recompression C_r (-)	0,003 à 0,03	0,003 à 0,03
Coefficient de consolidation c_v (cm^2/s)	0,001 à 0,1; 0,004 à 0,026[b]; 0,1326 à 0,9723[e]	0,1 à 100; 0,045 à 2,49[d]
Conductivité hydraulique		
Conductivité hydraulique saturée, k_{sat} (Échantillon remanié) (cm/s)	10^{-4} à10^{-8}; 2,8x10^{-6} [c]	10^{-2} à 10^{-4}; 1x 10^{-5} à 3x 10^{-5} [d]
Conductivité hydraulique saturée, k_{sat} (Échantillon non remanié) (cm/s)	10^{-4} à 10^{-7}	
Propriétés non saturées		
Pression d'entrée d'air, Ψ_a (cm d'eau)	100 à 700; 60[b]	50 à 125
Succion résiduelle, Ψ_r (cm d'eau)	5500 à 8000	3000
Résistance au cisaillement		
Angle de friction interne effectif, Φ' (°)	30 à 42; 35,5[a]; 33[b]	30 à 42
Cohésion, c' (kPa)	0	0
Angle de friction interne, Φ (CU) (°)	4 à 25; 33[f]	14 à 25
Cohésion, c (UU) (kPa)	100	100

[a] Qiu et Sego (2001)

[b] Bilodeau, Nuth et Lapierre (2016)

[c] Boudrias (2018)

[d] Moghaddam, Jamali et Grabinsky (2016)

[e] Moldovan, Hendry et Harrington (2008)

[f] Jefferies et Been (2015)

Les résidus miniers peuvent être classés en plusieurs catégories selon leur densité de pulpe gravimétrique ($P_m=M_s/M_T$, M_s : masse de solide, M_T : masse totale) lors de la déposition, soient des résidus en pulpe (P_m=30-45%), des résidus épaissis (P_m=45-70%), des résidus en pâte (P_m=70-85%) ou des résidus filtrés (P_m>85%) (Jewell & Fourie, 2006; Martin, 2018). Une teneur en eau élevée ($P_m\leq$85%) permet en général de pomper les résidus jusqu'au point de déposition. Les résidus filtrés doivent par contre être transportés par camion jusqu'au parc à résidus.

Les résidus peuvent être entreposés dans des parcs à résidus, dans les fosses des mines à ciel ouvert ou utilisés pour remblayer les galeries souterraines vides (MEND, 2015).

L'angle de dépôt des résidus miniers est généralement faible (1-2%) (Aubertin, Bussière, James, et al., 2011). Une ségrégation naturelle des particules se produit lors de la déposition de la pulpe dans les aires d'entreposage, et la proportion de particules fines est généralement plus faible à proximité des points de déposition (Blight, 1983).

Les résidus possèdent généralement un indice des vides initial compris entre 0,6 et 0,9 à proximité des points de déposition (résidus plus sableux) et entre 0,6 et 1,7 dans le reste du parc (Aubertin, Bussière, James, et al., 2011). La conductivité hydraulique saturée varie selon l'indice des vides et la granulométrie, mais est généralement comprise entre 10^{-8} m/s pour les résidus fins et 10^{-5}m/s pour les résidus plus grossiers (Aubertin, Bussière, James, et al., 2011).

L'entreposage de grandes quantités de résidus miniers réactifs à forte teneur en eau occasionne des défis au niveau de la stabilité physique, comme la liquéfaction des résidus (James et al., 2013). Les ruptures de digues sont relativement fréquentes et sont causées majoritairement par de fortes pluies et la liquéfaction des résidus occasionnée lors d'un séisme (Rico, Sánchez-Manzanares, Gil, & Gibson, 2008)

2.1.2 Roches stériles

Les roches stériles sont extraites pour permettre l'accès à la zone minéralisée. La taille des particules est majoritairement de l'ordre du sable ou du gravier (0,1 à 50 mm), mais peut s'étendre en pratique des particules fines (<80 µm) aux blocs (Fala, Molson, Aubertin, & Bussière, 2005; Aubertin, 2013). Le coefficient d'uniformité ($C_U=D_{60}/D_{10}$) des stériles miniers est généralement élevé ($C_U > 20$) et leur distribution granulométrique très étalée (Aubertin, 2013). La conductivité hydraulique saturée des roches stériles est généralement supérieure à 10^{-5}m/s (Aubertin et al.,

2008). La densité relative des roches stériles est typiquement comprise entre 2,4 et 6 selon la minéralisation de la roche (Morin, 1990). La présence de sulfures dans les roches stériles constitue un risque de génération de drainage minier contaminé (Fala et al., 2005).

Les roches stériles sont le plus souvent transportées par camion et déposées dans des haldes à stériles. Les propriétés des roches stériles dans une halde peuvent être très hétérogènes et influencées par la méthode de déposition, la compaction par la machinerie lourde, la migration des particules fines, l'exposition aux conditions climatiques ou encore par des procédés géochimiques (Fala et al., 2005; Aubertin, 2013). La porosité des roches stériles en place peut varier de 0,3 dans les secteurs les plus denses à 0,6 là où les stériles sont plus lâches (Aubertin, 2013).

L'angle de friction interne des roches stériles est en général compris entre 38 et 45 degrés pour les mines en roches dures (McLemore et al., 2009). Leur cohésion est souvent inférieure à 10 kPa en milieu saturé (Aubertin, 2013).

2.2 Écoulement de l'eau

L'écoulement de l'eau dans les aires d'entreposage des rejets miniers en surface se produit en milieu saturé et non saturé. L'eau a un effet sur la stabilité physique et géochimique des haldes à stériles et des parcs à résidus, à court et long terme.

2.2.1 Milieu saturé

L'écoulement de l'eau en milieu saturé peut être décrit par la loi de Darcy qui fait l'hypothèse que l'écoulement est laminaire, que l'eau est un fluide incompressible et que les variations de densité sont négligeables. Le débit spécifique de l'écoulement de l'eau peut alors s'écrire (Fredlund & Rahardjo, 1993)

$$\mathrm{q_s} = -\left[k_{ij}\right]\begin{bmatrix}\dfrac{\partial \mathrm{h}}{\partial \mathrm{x}}\\ \dfrac{\partial \mathrm{h}}{\partial \mathrm{y}}\\ \dfrac{\partial \mathrm{h}}{\partial \mathrm{z}}\end{bmatrix} \tag{2.1}$$

Où,

q_s : débit spécifique [$L \cdot T^{-1}$]

k_{ij} : conductivité hydraulique saturée dans les directions d'un repère cartésien [LT^{-1}]

$\partial h/\partial(x,y,z)$: gradients hydrauliques selon les axes cartésiens[-]

h : charge hydraulique [L]

La conductivité hydraulique saturée peut être mesurée au laboratoire au moyen d'essais de perméabilité (ASTM D5658, (2015) , ASTM D5084, (2016)) ou sur le terrain (Fala et al., 2005; Bréard Lanoix, 2017). Plusieurs modèles prédictifs comme ceux de Kozeny-Carman (KC) (Chapuis & Aubertin, 2003) et Kozeny-Carman modifié (KCM) (Mbonimpa, Aubertin, Chapuis, & Bussière, 2002) permettent également d'estimer la valeur de conductivité hydraulique saturée des matériaux meubles.

Le modèle prédictif de Kozeny-Carman permet de prédire la conductivité hydraulique saturée des matériaux grossiers (graviers et sables) et fins (silts ou argiles, résidus miniers) si la surface spécifique était déterminée précisément (Chapuis & Aubertin, 2003) :

$$k_{KC} = C\frac{g}{\mu_w \rho_w}\frac{e^3}{S_s^2 D_R^2 (1+e)} \tag{2.2}$$

$$\log k_{\text{résidus mesuré}} = 1{,}5 \log k_{KC} + 2 \tag{2.3}$$

Où

k_{KC} : conductivité hydraulique saturée prédite par le modèle Kozeny-Carman

C : facteur de forme [-]

S_S : surface spécifique[m^2/kg]

g : constante gravitationnelle [N m^2/kg^2]

μ_w : viscosité dynamique de l'eau [Pa s]

ρ_w : Masse volumique de l'eau [kg/m^3]

D_R : densité relative des grains [-]

e : indice des vides [-]

La surface spécifique des grains peut être mesurée (Santamarina, Klein, Wang, & Prencke, 2002) ou estimée à partir de la courbe granulométrique (Chapuis & Legare, 1992).

$$S_s = \frac{6}{\rho_s} \sum (P_{No\ D} - P_{No\ d})/d \tag{2.4}$$

Où

ρ_s : densité du sol [M/L^3]

d : diamètre des particules [L]

$P_{No\ D}$-$P_{No\ d}$: le pourcentage massique des particules de taille plus petite que D et de taille plus grande que d [-]

Le diamètre équivalent (d_{eq}) permet de tenir compte des particules de plus petites tailles que le diamètre minimum mesuré (Chapuis & Aubertin, 2003) :

$$d_{eq}^2 = \frac{D_{min}{}^2}{3} \tag{2.5}$$

Où,

D_{min} : le plus petit diamètre mesuré dans la courbe granulométrique [L]

Le modèle KC permet généralement de prédire la conductivité hydraulique saturée dans un intervalle entre 1/3 et 3 fois la valeur mesurée (Chapuis, 2008).

Le modèle Kozeny-Carman n'est pas idéal pour prédire la conductivité hydraulique des résidus miniers puisque les résidus sont normalement stratifiés et le modèle Kozeny-Carman suppose que les échantillons sont homogènes (Chapuis & Aubertin, 2003). Le modèle approximait les conductivités hydrauliques saturées dans un intervalle entre 1/10 et 6 fois la valeur mesurée des résidus miniers de mines de Suède (Jantzer, Bjelkevik, & Pousette, 2008).

Une généralisation du modèle Kozeny-Carman mieux adaptée aux résidus miniers a été développée par Mbonimpa et al. (2002), le modèle Kozeny-Carman modifié. La surface spécifique est définie par le coefficient d'uniformité et le diamètre effectif dans le modèle prédictif de Kozeny-Carman modifié. Une relation similaire, mais basée sur la limite de liquidité a aussi été proposée pour les sols argileux (Mbonimpa et al., 2002).

$$k_{sat} = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^{3+x}}{1+e} C_U^{\frac{1}{3}} D_{10}^2 \tag{2.6}$$

Où,

k_{sat} : conductivité hydraulique saturée [cm/s]

C_G : constante adimensionnelle normalement fixée à 0,1 (Mbonimpa et al., 2002) [-]

x : paramètre de tortuosité normalement fixé à 2 (Mbonimpa et al., 2002) [-]

C_U : coefficient d'uniformité [-]

D_{10} : diamètre des grains passant 10% de la masse totale [cm]

Le modèle KCM permet d'obtenir des valeurs de conductivités hydrauliques saturées avec une précision d'un demi-ordre de grandeur pour un intervalle de valeurs entre 10^{-8} et 10^{+2} cm/s (Mbonimpa et al., 2002).

2.2.2 Milieu non saturé

La loi de Darcy peut aussi être étendue pour un écoulement dans un milieu non saturé (Richards, 1931). Dans ce cas, la conductivité hydraulique n'est plus constante et varie en fonction de la pression (ou succion), ψ, appliquée. Le débit spécifique peut alors s'écrire (Richards, 1931; Hillel, 1998):

$$q = -k(\psi)\nabla h \tag{2.7}$$

Où,

ψ : succion [M/LT^2]

k : conductivité hydraulique en fonction de la succion ψ [L/T]

∇h : gradient hydraulique dans un repère tridimentionnel [-]

L'équation de Richards (1931) qui découle de la loi de Darcy s'écrit (Fredlund & Rahardjo, 1993) :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = -\frac{\delta}{\delta x}\left(k_x(\psi)\frac{\delta\psi}{\delta x}\right) - \frac{\delta}{\delta y}\left(k_y(\psi)\frac{\delta\psi}{\delta y}\right) - \frac{\delta}{\delta z}\left(k_z(\psi)\frac{\delta\psi}{\delta z}\right) + \frac{\delta k(\psi)}{\delta z} \tag{2.8}$$

Où,

θ : teneur en eau volumique [-]

t : temps [s]

La courbe de rétention d'eau et la fonction de perméabilité permettent de résoudre l'équation 2.8 numériquement.

2.2.2.1 Courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau CRE est une fonction qui décrit la relation entre la teneur en eau volumique θ et la succion ψ (Assouline, Tessier, & Bruand, 1998).

La valeur d'entrée d'air AEV représente la succion à laquelle l'air commence à pénétrer dans le matériau. La valeur d'entrée d'eau WEV représente la succion à laquelle l'eau commence à

pénétrer dans le matériau en mouillage (matériau initialement sec) (Aubertin, Ricard, & Chapuis, 1998).

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la CRE expérimentalement. Les cellules Tempe, les pressure plates, les essais en colonne sont quelques exemples de méthodes couramment employées, mais qui peuvent être très longs en raison du temps nécessaire pour atteindre un équilibre pour chaque palier de succion (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012).

Le modèle descriptif de Van Genuchten (1980) permet de décrire la courbe de rétention d'eau par une fonction :

$$\theta = \theta_r - \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + (\alpha h)^n)^m} \tag{2.9}$$

Avec souvent (Van Genuchten & Nielsen, 1985):

$$m = 1 - \frac{1}{n} \tag{2.10}$$

Où,

h : charge hydraulique [m]

θ_s : teneur en eau volumique à saturation [-]

θ_r : teneur en eau volumique résiduelle [-]

α et n : paramètres géométriques [-]

Les paramètres θ_s, θ_r, α et n sont indépendants et sont généralement ajustés sur les valeurs expérimentales (Van Genuchten, 1980). D'autres modèles descriptifs sont également couramment employés comme celui de Fredlund, Xing et Huang (1994) ou Brooks et Corey (1966)

Le modèle prédictif *Modified Kovàcs*, MK, permet d'estimer le degré de saturation (ou la teneur en eau volumique) d'un matériau en fonction de sa courbe granulométrique et de sa porosité (Aubertin, Mbonimpa, Bussière, & Chapuis, 2003).

$$S_r = 1 - < 1 - S_a > (1 - S_C) \tag{2.11}$$

Où,

S_c : degré de saturation capillaire [-]

S_a : degré de saturation d'adhésion [-]

< > : crochets de Macauley $\langle y \rangle = 0$ si $y \leq 0$, $\langle y \rangle = y$ si $y \geq 0$

$$S_c = 1 - \left(\left(\frac{h_{co}}{\Psi}\right)^2 + 1\right)^m e^{\left(-m\left(\frac{h_{co}}{\Psi}\right)^2\right)} \tag{2.12}$$

$$S_a = \frac{a_c\left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{\Psi 0}{\Psi_r}\right)}\right)\left(\frac{h_{co}}{\Psi_n}\right)^{\frac{2}{3}}}{e^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\Psi}{\Psi_n}\right)^{\frac{1}{6}}} \tag{2.13}$$

Où,

a_c : coefficient d'adhésion fixé à 0,1 [-]

h_{co} : remontée capillaire équivalente [L^{-1}]

$$h_{co} = \frac{0{,}75\cos\beta}{(1{,}17\log C_U + 1)\gamma_w} \tag{2.14}$$

β : angle de tension de surface [-]

Ψ : succion [L]

Ψ_0 : succion pour obtenir un sol complètement sec [L]

Ψ_n : paramètre de normalisation [L]

Ψ_r : succion résiduelle [L]

$$\Psi_r = \frac{0{,}42}{(eD_H)^{1{,}26}} \tag{2.15}$$

D_H : diamètre équivalent des particules d'un mélange hétérogène [L]

$m = 1/C_U$: constante [-]

2.2.2.2 Fonction de perméabilité

La conductivité hydraulique varie en fonction du degré de saturation et donc de la succion. La fonction de perméabilité permet d'exprimer la relation entre la conductivité hydraulique et la succion (Fredlund et al., 1994) :

$$k(\Psi) = k_r(\Psi)k_{sat} \tag{2.16}$$

Où,

k_{sat} : conductivité hydraulique [L/T]

$k_r(\Psi)$: conductivité hydraulique relative [-]

La conductivité hydraulique relative d'un sol peut être estimée à partir de la courbe de rétention d'eau au moyen de modèles statistiques ou de modèles empiriques (e.g. Fredlund et al. (1994), Mbonimpa, Aubertin et Bussière (2006), Childs et Collis-George (1950), Mualem (1976), Van Genuchten (1980)). L'expression de Van Genuchten (1980) adapté de Mualem (1976) est souvent utilisée pour le calcul de la fonction de perméabilité notamment dans les modèles numériques de la suite Geostudio (2018).

$$k_r(\Psi) = \frac{\{1 - (a'\Psi)^{n-1}[1 + (a'\Psi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (a'\Psi)^n]^{\left(\frac{m}{2}\right)}} \tag{2.17}$$

Où,

n,m : les paramètres de VanGenuchten [-]

a': paramètre indéfini [-]

2.3 Consolidation

2.3.1 Phases de consolidation

Le phénomène de consolidation se produit lorsqu'un matériau meuble subit une augmentation de contrainte (chargement) occasionnant un changement de volume ou tassement. La vitesse de déformation dépend de la conductivité hydraulique du milieu; elle est généralement rapide pour un sol grossier, mais peut durer plusieurs années pour un sol fin (McCarthy, 1977).

La consolidation des résidus peut avoir un effet sur le taux de remplissage et la quantité de résidus entreposés dans un parc, sur sa stabilité physique et sur d'éventuels tassements différentiels pouvant affecter l'efficacité de la méthode de recouvrement (Geier, Gjerapic, & Morrison, 2011).

Il existe trois étapes distinctes pour décrire le tassement : le tassement immédiat, le tassement de consolidation primaire et le tassement secondaire. Le tassement total (s_t) peut ainsi être formulé de la manière suivante (Holtz & Kovacs, 1991).

$$s_t = s_{vd} + s_{pc} + s_{sc} \tag{2.18}$$

Où,

s_{vd} : tassement immédiat [L]

s_{pc} :tassement de consolidation primaire [L]

s_{sc} :tassement secondaire [L]

Le tassement immédiat représente le déplacement instantané du sol. Le tassement total des matériaux élastiques tels que les graviers et roches stériles est dû majoritairement au tassement immédiat. Le tassement immédiat est souvent représenté par un modèle élastique linéaire et il est souvent négligé pour les matériaux plus fins (Holtz & Kovacs, 1991).

Les déformations sont directement proportionnelles à la contrainte appliquée dans le modèle élastique linéaire (équation 2.19) et dépendent du module de Young (E) et du coefficient de Poisson (ν) (Dorlot & Bailon, 2002) :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

Il existe une relation entre la pression interstitielle et la déformation lors du tassement primaire (Mesri & Rokhsar, 1974). On suppose que l'augmentation de contrainte au moment du chargement est entièrement reprise par la pression interstitielle ($\Delta u = \Delta\sigma_v$) pour un sol fin saturé. L'eau contenue dans le sol se draine progressivement, mais la dissipation des pressions interstitielles en excès est lente en raison de la faible conductivité hydraulique du milieu. Le squelette des grains reprend progressivement la contrainte effective appliquée. Cette augmentation de contrainte effective peut parfois amener les grains à se réarranger entrainant alors une diminution de l'indice des vides. L'état final de la consolidation primaire est atteint lorsque les pressions interstitielles retrouvent leur état initial (McCarthy, 1977). Les lois de comportement élasto-plastique et Cam-Clay modifié sont souvent employés pour décrire le comportement des matériaux fins, comme les résidus miniers, lors de la consolidation primaire (Bolduc, 2012; Jaouhar, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018).

Modèle élasto-plastique

Le modèle élasto-plastique présente une relation linéaire entre la contrainte et la déformation jusqu'à la limite d'élasticité. Passé ce point, la relation entre la contrainte et la déformation est parfaitement plastique (horizontale) (figure 2.1). Le critère de Mohr-Coulomb est souvent employé comme critère de limite d'élasticité pour le modèle élasto-plastique. La limite d'élasticité s'exprime selon les tenseurs de contraintes selon le critère de Mohr-Coulomb (Chen & Zhang, 1991).

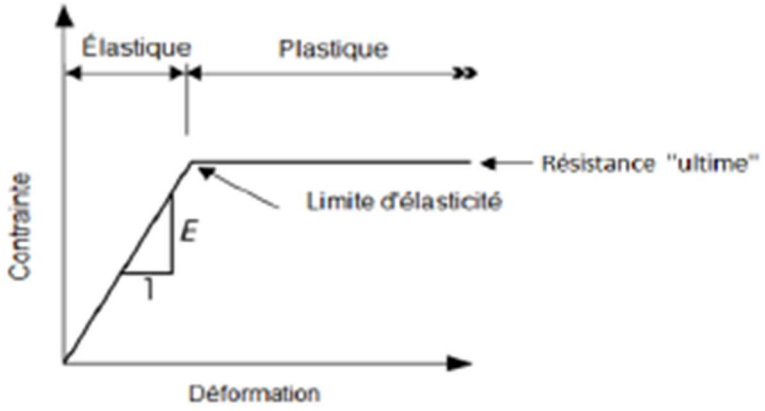


Figure 2.1: Modèle de comportement élasto-plastique (tiré de Geoslope (2017) et Boudrias (2018))

Cam-Clay modifié

Les modèles de Cam-Clay et Cam-Clay modifié sont des modèles élasto-plastiques. Le modèle Cam-Clay a été initialement développé par Roscoe, Schofield et Thurairajah (1963) pour des argiles. Le modèle Cam-Clay modifié a ensuite été proposé pour représenter des déformations plus réalistes lors de l'application de faibles contraintes (Roscoe & Burland, 1968).

Le modèle de Cam-Clay est basé sur le principe qu'une argile chargée de façon isotrope et parfaitement drainée se consolide en suivant une droite de consolidation vierge (Wood, 1990). Le sol peut se décompresser selon une droite de surconsolidation de pente κ si la contrainte effective moyenne diminue (figure 2.2). Le sol se compresse selon la même droite de surconsolidation si les contraintes effectives augmentent dans un intervalle de contraintes déjà subies (Potts & Zdravkovic, 1999).

Les paramètres du modèle de Cam-Clay modifié incluent la pente de la ligne d'état critique dans le plan des invariants de contrainte p'-q (M), le volume spécifique à l'état critique quand p'= 1 (Γ), la pente de la droite de surconsolidation isotropique (κ), la pente de la droite isotropique de consolidation vierge (λ) et le volume spécifique (ν) (figure 2.2).

La pente de la ligne d'état critique dépend de l'angle de friction interne ϕ. La pente de la droite de consolidation vierge et de surconsolidation peuvent être exprimées en fonction des indices de compression et de recompression C_c et C_r (Geoslope, 2018).

$$M = \frac{6\sin\phi'}{3 - \sin\phi'} \tag{2.20}$$

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \tag{2.21}$$

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln 10} \tag{2.22}$$

Le volume spécifique s'exprime en fonction de l'indice des vides, e.

$$\nu = 1 + e \tag{2.23}$$

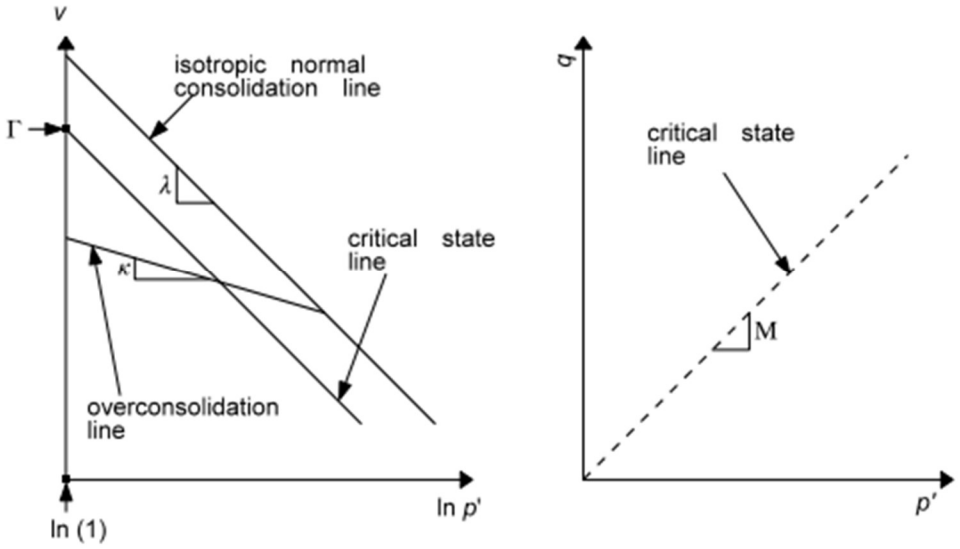


Figure 2.2: Modèle de comportement Cam-Clay modifié (tiré de Geoslope (2018)). v : volume spécifique, p' : invariant de contrainte lié à la contrainte effective moyenne, q : invariant de contrainte lié à la contrainte déviatorique, λ : pente de la droite isotropique de la consolidation vierge, κ : pente de la droite de surconsolidation isotropique.

Le changement de volume relié à la courbe de consolidation vierge est irréversible (plastique) alors que le changement de volume sur les courbes du surconsolidation est réversible (élastique) (Potts & Zdravkovic, 1999).

Le critère de limite d'élasticité, F, du modèle de Cam-Clay modifié est présenté comme suit (Potts & Zdravkovic, 1999).

$$F = \left(\frac{q}{p'M}\right)^2 - \ln\left(\frac{p'}{p'_0} - 1\right) \tag{2.24}$$

Où,

q et p' : invariants de contraintes fonction de la seconde contrainte déviatorique invariante et de la première constante invariante.

$$q = \sqrt{3\,J_2} \tag{2.25}$$

$$p' = \frac{I_1}{3} \tag{2.26}$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \tag{2.27}$$

$$J_2 = \frac{1}{6}\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\right] + \tau_{xy}^2 \tag{2.28}$$

p_0' :valeur de l'invariant de contrainte p' à la l'intersection de la droite de consolidation vierge et la droite de surconsolidation.

Degré de consolidation et tassement de consolidation primaire

L'avancement de la consolidation dépend de la pression interstitielle en excès dans les pores. On peut ainsi définir le degré de consolidation de la manière suivante (Holtz & Kovacs, 1991).

$$U_{avg} = \left(1 - \frac{u_t}{u_i}\right)(100\%) \tag{2.29}$$

Où,

U_{avg} : degré de consolidation [-]

u_t : pression interstitielle en excès moyenne au temps t [M/LT^2]

u_i :pression interstitielle en excès initiale dans le matériel [M/LT^2]

Le tassement de consolidation primaire peut être exprimé comme suit,

$$s_{pc} = H_0\left(\frac{\Delta e}{1 + e_0}\right) \tag{2.30}$$

Où,

H_0 : hauteur initiale [L]

Δe : variation d'indice des vides [-]

e_0 :indice des vides initiale [-]

La consolidation secondaire commence lorsque les pressions interstitielles en excès sont totalement dissipées. Ce type de consolidation est reliée au fluage des particules dans le cas des résidus (Jeeravipoolvarn, Chalaturnyk, & Scott, 2008). Le tassement s'effectue en fonction du temps pour une même contrainte effective. Elle ne sera pas étudiée dans ce mémoire.

2.3.2 Détermination des paramètres de consolidation au laboratoire

La consolidation des résidus peut être étudiée expérimentalement au moyen d'essais œdométriques (ASTM D-2435) ou d'essais de compression en colonne (Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). Les essais de compressions en colonne permettent de mesurer les paramètres de consolidation des résidus miniers avec une échelle plus significative que l'essai œdométrique et pour un état initial lâche plus proche de celui observé sur un parc à résidus. Ces essais permettent d'établir la relation entre la variation d'indice des vides et la contrainte verticale effective. La figure 2.3 présente des exemples de courbes de consolidation typiques.

La pente de la phase de compression caractérise le coefficient de compressibilité, a_v et l'indice de compression, C_c (pour une représentation logarithmique des contraintes effectives).

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \tag{2.31}$$

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} \tag{2.32}$$

Où,

$\Delta\sigma_v'$: variation de la contrainte effective verticale [M/LT^2]

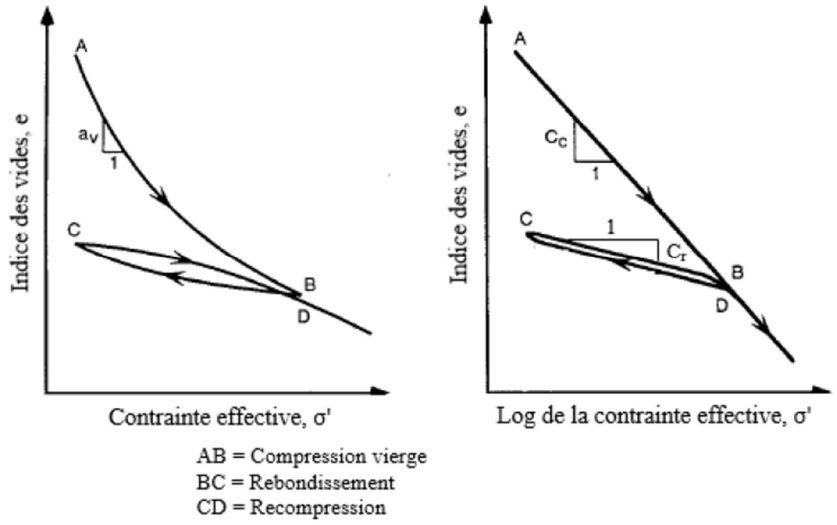


Figure 2.3: Courbes de consolidation typiques de l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective (gauche) et en fonction du logarithme de la contrainte effective (droite) pour des matériaux normalement consolidés (tiré de Mitchell et Soga (2005))

Le coefficient de compressibilité volumique, m_v, peut être déterminé à partir du coefficient de compressibilité a_v.

$$m_v = -\frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{a_v}{1 + e_0} \tag{2.33}$$

La phase de recompression qui suit le relâchement de contrainte d'un sol (segment CB sur la figure 2.3) est caractérisée par l'indice de recompression, C_r (i.e. la pente dans une représentation logarithmique des contraintes effectives).

$$C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} \tag{2.34}$$

Des essais de compression en colonnes effectués sur les résidus de la mine Canadian Malartic ont par exemple donné un indice de compression, C_c compris entre 0,028 et 0,314 et un coefficient de compressibilité compris entre $8{,}5\times10^{-5}$ et $1{,}8\times10^{-1}$ kPa^{-1} pour des résidus déposés à l'état lâche (Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). Des tests de consolidation à drainage induit sur des résidus miniers ont également été présentés par Geier et al. (2011) et ont donné un indice de compression compris entre 0,34 et 0,53 pour des résidus miniers sortant de l'usine et compris entre 0,22 et 0,41 pour un échantillon de résidus prélevé sur un banc de sable de déposition. Le coefficient de compressibilité était compris entre $9{,}5\times10^{-4}$ et $2{,}0\times10^{-2}$ kPa^{-1} pour les résidus échantillonnés à l'usine et $5{,}1\times10^{-3}$ et $2{,}0\times10^{-1}$ kPa^{-1} pour les résidus sur le terrain.

Les essais de consolidation au laboratoire avec chargement uniaxial (essai de compression en colonne et essai œdométrique) permettent de déterminer le module contraint, M_c (Duncan & Bursey, 2013) :

$$M_c = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a} = \frac{1}{m_v} \tag{2.35}$$

Où,

M_c : module contraint $[M/LT^2]$

$\Delta\sigma_a$: variation de la contrainte uniaxiale $[M/LT^2]$

$\Delta\varepsilon_a$: déformation axiale [-]

m_v : module de compressibilité volumétrique $[LT^2/M]$

Le module contraint peut aussi être exprimé en fonction du module de Young et du coefficient de Poisson.(Duncan & Bursey, 2013)

$$M_c = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{2.36}$$

Le module de Young, E, peut être isolé à partir de l'équation 2.35 et de l'équation 2.36.

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)m_v} \tag{2.37}$$

2.3.3 Vitesse de la consolidation

L'équation de consolidation unidimensionnelle a été développée par Terzaghi (1925). Cette équation permet de relier le volume d'eau sortant d'un échantillon de matériau et la variation de son volume de façon simplifiée en considérant que la contrainte totale, la conductivité hydraulique saturée et le coefficient de compressibilité du matériau sont constants (Holtz & Kovacs, 1991) :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{2.38}$$

Où,

c_v : coefficient de consolidation [L^2/T]

z : position géométrique [L]

t : temps [T]

u : pressions d'eau interstitielles en excès [M/LT^2]

Le coefficient de consolidation (c_v) est fonction de la vitesse à laquelle les pressions interstitielles en excès se dissipent lors d'une augmentation de contrainte. Ce coefficient dépend donc de la conductivité hydraulique saturée du sol, de l'indice des vides, du rapport de la contrainte finale et de la contrainte initiale (σ_f/σ_o) et des propriétés de compression du sol. Il s'exprime de la manière suivante (Lambe & Whitman, 1979) :

$$c_v = \frac{k_{sat}(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \tag{2.39}$$

Où,

γ_w : Poids volumique de l'eau (kN/m^3)

La solution de l'équation de consolidation unidimensionnelle introduit un paramètre géométrique, Z, et un facteur de temps, T :

$$Z = \frac{z}{H_{dr}} \tag{2.40}$$

$$T = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \tag{2.41}$$

Où,

H_{dr} : distance de drainage [L]

Le coefficient de consolidation, c_v, peut être évalué graphiquement à partir des résultats expérimentaux. La méthode de Casagrande (1938) et la méthode de Taylor (1948) permettent de calculer le coefficient de consolidation à partir des valeurs de déplacement en fonction du temps pour un même palier de contrainte (Holtz & Kovacs, 1991).

La méthode de Casagrande est basée sur le graphique de la déformation micrométrique en fonction du logarithme du temps. Le paramètre t_{50} correspond au temps nécessaire pour atteindre la moitié (50%) de la consolidation (R_{50}). La consolidation totale, $R_{100,}$ et le temps, t_{100}, de fin de consolidation primaire sont déterminés par l'intersection de la tangente et de l'asymptote de la courbe mesurée au laboratoire (figure 2.4). La déformation micrométrique correspondant à un pourcentage nul de consolidation (R_0) peut être évaluée en considérant le facteur de temps T proportionnel au carré du pourcentage de consolidation moyen U_{moy} pour la première partie de la courbe. Un temps t_1 et t_2 de ratio de 1 :4 sont utilisés pour déterminer la hauteur à reporter au-dessus de la lecture R_1.

$$R_0 = R_1 - (R_2 - R_1) \tag{2.42}$$

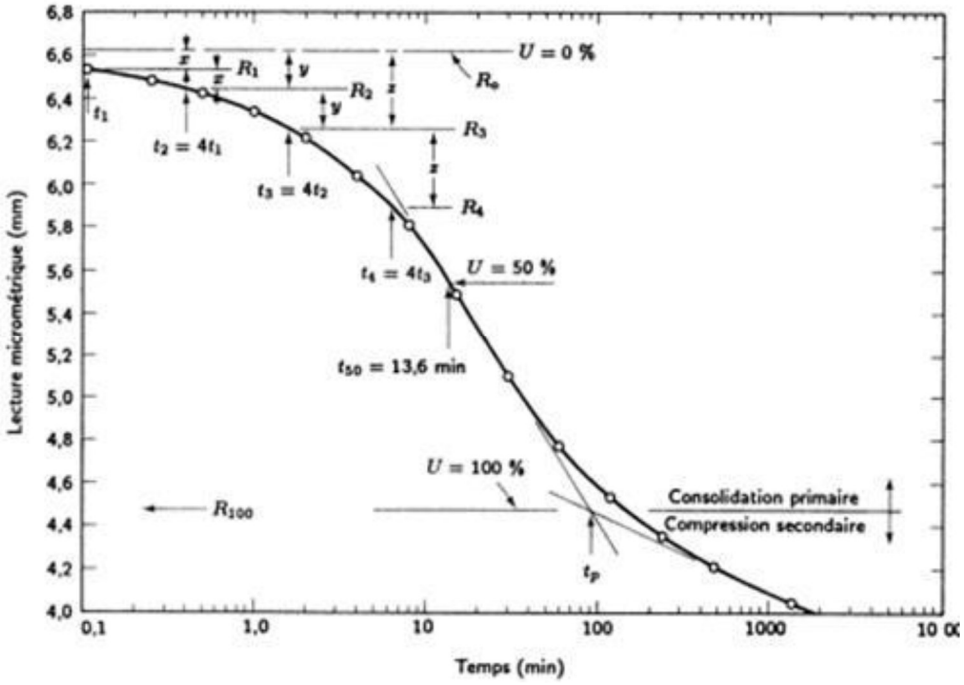


Figure 2.4: Méthode de Casagrande pour calculer le coefficient de consolidation (Tiré de Holtz et Kovacs (1991))

La lecture R_{50} peut être déduite de R_0 et de R_{100} par moyenne arithmétique.

Le coefficient de consolidation est déterminé par l'équation suivante :

$$c_v = \frac{T_{50} H_{dr}^2}{t_{50}} \tag{2.43}$$

La hauteur de drainage H_{dr} est la hauteur de l'échantillon lorsque $U_{avg} = 50\%$ en considérant une condition de simple drainage :

$$H_{dr} = H_0 - (R_{50} - R_0) \tag{2.44}$$

La méthode de Taylor analyse la courbe de déformation micrométrique en fonction de la racine carrée du temps. La partie de la courbe en dessous de 60% de consolidation est linéaire. Les observations de Taylor ont permis de déduire que l'abscisse à l'origine de la partie linéaire de la courbe correspondait à 1,15 fois l'abscisse du point à 90% de consolidation. La méthode consiste donc à tracer une droite passant par la partie linéaire de la courbe et une autre avec une abscisse 1,15 fois plus grande que la première (figure 2.5). L'intersection de la deuxième droite et de la courbe permet de déduire le point correspondant à 90% de consolidation.

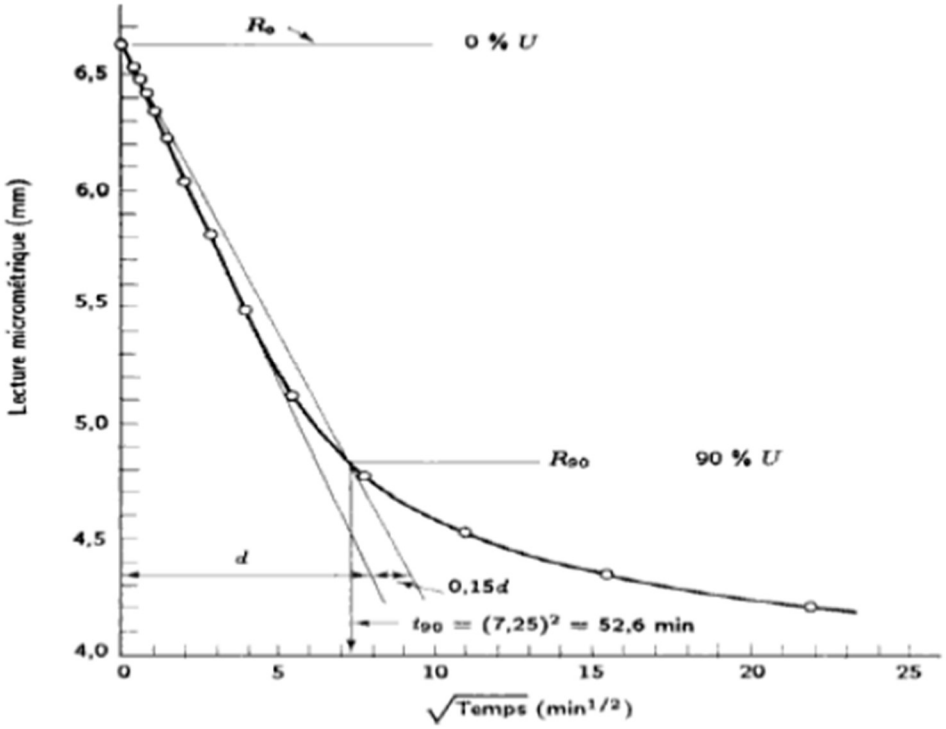


Figure 2.5: Méthode de Taylor pour calculer le coefficient de consolidation (Tiré de Holtz & Kovacs, 1991)

Le coefficient de consolidation est déterminé avec la même relation que celle utilisée dans la méthode de Casagrande (équation 2.43).

$$c_v = \frac{T_{90} H_{dr}^2}{t_{90}} \tag{2.45}$$

Le taux de tassement du parc à résidus de la mine de cuivre Bingham Canyon mine s'effectuait par exemple à un maximum de 200 mm/an de 2004-2011 et à un maximum de 100 mm/an de 2015-2016 (Hu, Oommen, Lu, Wang, & Kim, 2017).

2.3.4 Consolidation avec remplissage progressif

La théorie de consolidation de Terzaghi ne tient pas compte des variations de hauteur d'un dépôt lors d'un remplissage progressif (élévation de la hauteur du dépôt au cours du temps, comme dans le cas du remblayage d'une fosse ou de la déposition dans certains parcs à résidus). L'équation de consolidation unidimensionnelle avec drainage vertical a donc été modifiée par Gibson (1958) :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial(\Delta\sigma)}{\partial t} \tag{2.46}$$

Où,

c_v : coefficient de consolidation [L^2/T]

u : pression interstitielle en excès [L]

t : temps[T]

$\Delta\sigma$: augmentation de contrainte due au remplissage [P]

L'ajout d'une couche de matériau entraine l'augmentation de la contrainte au cours du temps. L'équation 2.47 peut alors être décomposée en fonction de la position verticale (y) et de la hauteur des résidus.

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \left(\gamma' \frac{dh}{dt}\right) \tag{2.47}$$

Où,

h : hauteur du dépôt [L]

γ' : poids volumique déjaugé [kN/m^3]

L'équation 2.47 peut être résolue analytiquement ou numériquement (Zheng, Li, Mbonimpa, & Pabst, 2018).

2.3.5 imulation numérique de la consolidation

Plusieurs codes numériques permettent de simuler les contraintes et les déformations subies par les résidus dans les parcs et les fosses.

Flac (Itasca consulting group, Inc.) est un logiciel de différences finies utilisé entre autres pour observer le comportement des résidus en conditions sismiques (Ferdosi, James, & Aubertin, 2015; Léveillé, 2018). La méthode des différences finies permet de résoudre un grand nombre de courts pas de temps et ainsi suivre les lois de comportements non linéaires des matériaux.

Plaxis 2D est un logiciel utilisant la méthode des éléments finis (Mirmoradi & Ehrlich, 2015). Les forces et déplacements du sol sont résolus à l'aide d'un système d'équations différentielles couplées. Le logiciel a été utilisé à plusieurs reprises pour évaluer la stabilité des digues de parc à résidus (Hassellund, Knutsson, Mattsson, & Knutsson, 2016; Perez & Romanel, 2017), mais présente certaines limitations pour simuler un comportement contrainte-déformation réaliste pour les chargements latéraux (Van der Kwaak, 2015).

Le logiciel SIGMA/W (GEO-SLOPE international Ltd, 2018) permet de modéliser la consolidation des résidus miniers saturés ou non saturés (Qiu & Sego, 2006; Pedroni, 2011; Bolduc, 2012; Jaouhar, 2012; Özer & Bromwell, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). Il utilise la méthode des éléments finis pour des problèmes en 1D, 2D ou axisymétrique. Le logiciel permet de faire des analyses couplées contraintes pressions interstitielles et déformations en résolvant simultanément deux équations d'équilibres (déplacement) et une équation de débit (drainage) sur chaque nœud de l'élément fini. Il est donc possible d'étudier le déplacement et le drainage des pressions interstitielles dans les résidus miniers. Le logiciel utilise des équations pour le domaine des petites déformations, mais l'utilisation d'un maillage et d'un pas de temps suffisamment raffinés permet une bonne approximation dans le domaine des grandes déformations (Pedroni, 2011). Plusieurs modèles de comportement peuvent être modélisés avec SIGMA/W, dont les modèles de comportement linéaire élastique, élasto-plastique, et Cam-Clay Modifié.

2.4 Inclusions drainantes

Les inclusions de roches stériles ont été proposées afin d'accélérer la consolidation des résidus miniers et accélérer la stabilité des parcs à résidus (Aubertin, Mbonimpa, et al., 2002).

2.4.1 Généralités

L'entreposage de grandes quantités de résidus miniers à forte teneur en eau dans les parcs à résidus pose plusieurs défis en termes de stabilité physique notamment concernant les risques de rupture de digue (Rico et al., 2008; Aubertin, Bussière, James, et al., 2011; James et al., 2013). La co-disposition des résidus miniers et des roches stériles dans les parcs a été proposée pour améliorer leur stabilité physique (James et al., 2013). Les roches stériles ont de meilleures propriétés mécaniques que les résidus et permettent un renforcement mécanique des parcs à résidus. Les inclusions drainantes de roches stériles, plus perméables, jouent aussi le rôle de drains verticaux. Le drainage des résidus se fait alors horizontalement et verticalement selon le chemin de drainage le plus court (figure 2.6) (James & Aubertin, 2009).

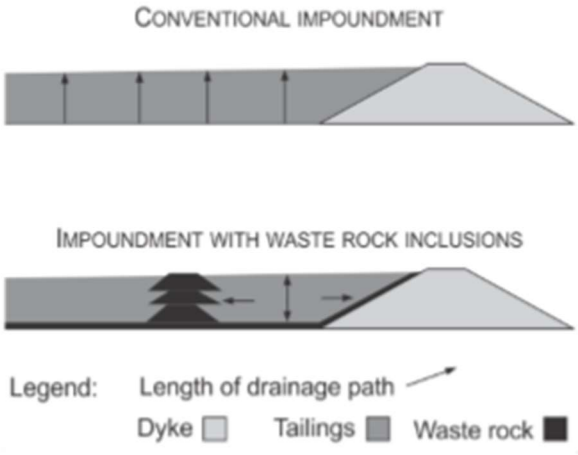


Figure 2.6 Influence des inclusions de roches stériles sur le chemin de drainage (tiré de James et Aubertin (2009))

Un chemin de drainage plus court permet une dissipation plus rapide des pressions interstitielles en excès. La phase de consolidation primaire des résidus est donc raccourcie et la densification des résidus accélérée, permettant ainsi d'augmenter plus rapidement la stabilité statique et dynamique des parcs (James & Aubertin, 2009). Une consolidation plus rapide permet également un taux de déposition plus élevé, une minimisation des tassements différentiels et une maximisation du volume d'entreposage (Aubertin, Mbonimpa, et al., 2002).

Les roches stériles peuvent être placées directement sur les digues et sur le fond du parc afin d'accélérer la dissipation des pressions interstitielles et de renforcer les structures du parc (Aubertin, Mbonimpa, et al., 2002). L'utilisation d'inclusions linéaires permet aussi de compartimenter les résidus et de réduire l'impact en cas de rupture de digue. Les inclusions doivent être rehaussées au même rythme que la déposition des résidus (James et al., 2013). La géométrie et la construction en différente phase d'inclusions drainantes dans un parc à résidus sont illustrées à la figure 2.7.

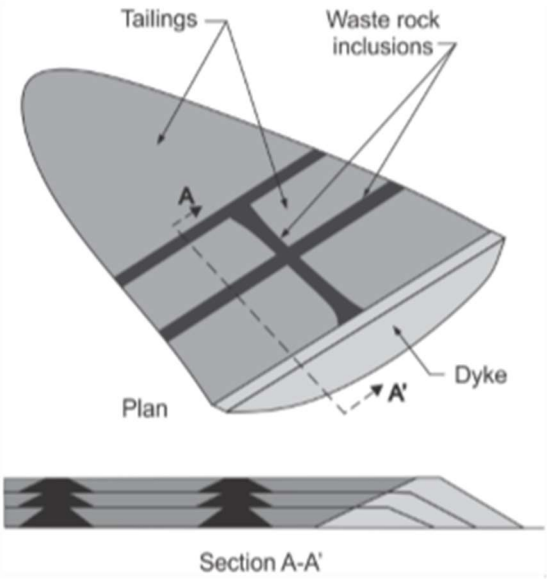


Figure 2.7 Géométrie des inclusions en roches stériles linéaires dans un parc à résidus adapté de James (2009)

Une zone de transition se développe généralement à l'interface entre les résidus et les stériles (Newman, Herasymuik, Barbour, Fredlund, & Smith, 1997). Le mélange de résidus et de stériles peut entrainer une diminution de la conductivité hydraulique de l'inclusion drainante sur une certaine distance (Essayad, Pabst, Chapuis, & Aubertin, 2018). Le phénomène de ségrégation naturelle en bout de tuyau lors de la déposition des résidus peut être mis à profit pour minimiser l'impact de la zone de transition sur la conductivité hydraulique des inclusions (Aubertin, Mbonimpa, et al., 2002). Des travaux sont en cours pour évaluer les risques de migration de particules fines et de colmatage des inclusions (Essayad et al., 2018).

2.4.2 Études expérimentales et numériques

L'influence des inclusions drainantes sur la consolidation des résidus a été étudiée au laboratoire et sur le terrain pour le cas de la mine Canadian Malartic. Des études expérimentales et numériques sur la consolidation des résidus en présence d'inclusions en roches stériles ont également été réalisées (Bolduc, 2012; Jaouhar, 2012; Essayad, 2015; Saleh Mbemba, 2016; Boudrias, 2018). La performance des inclusions drainantes a été étudiée notamment par Boudrias (2018). Des analyses dynamiques expérimentales et numériques ont aussi été réalisées sur les résidus de Canadian Malartic (Pépin, 2010).

Les analyses numériques de Boudrias (2018) et les travaux au laboratoire de Saleh Mbemba (2016) sur des cuves de résidus avec et sans inclusion drainante de roches stériles ont conclu que les inclusions contribuaient à accélérer significativement la consolidation des résidus. L'analyse des pressions interstitielles en excès a démontré que la proximité avec l'inclusion de roches stériles permettait d'accélérer la consolidation. Le temps pour atteindre un degré de consolidation de 90% était 70% plus rapide que sans inclusion pour une épaisseur de résidus de 30 m. L'épaisseur des résidus avait aussi un impact sur le rayon d'influence de l'inclusion ; Plus l'épaisseur des résidus dans le parc était importante, plus le rayon d'influence de l'inclusion était élevé. L'inclusion était très efficace dans un rayon H (hauteur des résidus) et peu efficace à une distance de 2H (moins de 5% d'efficacité).

2.5 Remblayage des fosses

2.5.1 Applications et limitations

L'utilisation des fosses pour entreposer les rejets miniers (résidus miniers et roches stériles) peut être une alternative à la construction de parcs à résidus et de haldes à stériles (Gammons et al., 2009). Les avantages de la déposition des rejets en fosse sont nombreux tant au niveau économique, environnemental que sociétal ; les couts reliés à la construction de parcs à résidus, à leur entretien et au risque de rupture de digues pourraient ainsi être réduits grâce au remblayage en fosse (MEND, 2015). La fosse pourrait aussi permettre d'entreposer les rejets miniers de façon permanente. Le rehaussement de la nappe au niveau naturel (éventuellement accéléré par la déposition des résidus miniers à de fortes teneurs en eau) pourrait permettre de contrôler la génération de drainage minier acide le long des parois de la fosse et dans les rejets miniers en les maintenant saturés (Gammons

et al., 2009). La diffusion des métaux solubles et des contaminants pourrait aussi être limitée dans certains cas en isolant les rejets du milieu environnant (Misfeldt, Loi, Herasymuik, & Clifton, 1999; MEND, 2015). Le remblayage de fosse pourrait également améliorer dans certains cas l'acceptabilité sociale d'un projet minier et le respect de la réglementation quant au rétablissement de la forme et des fonctions des terres (réduction de l'empreinte visuelle notamment)(MEND, 2015).

Il existe cependant certaines limitations quant à l'usage des fosses comme aires d'entreposage :

- Risque de limiter l'accès à des zones minéralisées (stérilisation du minerai) non exploitées (Rimélé, Dimitrakopoulos, & Gamache, 2018).
- Construction de parcs à résidus nécessaires dans le cas où le volume de la fosse n'est pas suffisant pour entreposer la totalité des rejets ou le remblayage progressif n'est pas envisageable (MEND, 2015).
- Risques d'instabilité des piliers de la mine souterraine causée par les contraintes additionnelles générées par les rejets déposés dans la fosse, compromettant la sécurité des travailleurs et la restauration en cas de rupture (MEND, 2015).
- Exposition des rejets à l'oxygène dissous présent dans l'eau circulant à travers la fosse à travers le roc fracturé, en particulier dans le cas de résidus générateurs d'acide (Santofimia, López-Pamo, & Montero, 2013)
- Lixiviation des contaminants contenus dans les résidus miniers par l'écoulement de l'eau souterraine (West et al., 2003).

2.5.2 Confinement des rejets

Le remblayage de fosse doit donc être conçu afin de limiter la contamination du milieu environnant et la génération de drainage minier acide. L'apport atmosphérique en oxygène et en eau doit être contrôlé à la surface des rejets pour limiter la production de DMA (Dold, 2008). L'écoulement d'eau régionale provenant du roc fracturé doit aussi être contrôlé afin de limiter la diffusion des contaminants et l'apport en oxygène dissout (Santofimia et al., 2013). Plusieurs approches de déposition en fosse sont envisageables (MEND (2015). Le contact entre les résidus et l'atmosphère peut pour sa part être contrôlé au moyen de recouvrements (MEND, 2015) :

- Une couverture de type barrière à l'eau peut être utilisée pour des rejets miniers secs situés au-dessus de la nappe phréatique. La déposition des rejets secs peut être priorisée dans le cas où la nappe phréatique est profonde. Ce type de déposition a par exemple été choisi pour le remblayage des stériles de la mine Whistle (Ayres, Lanteigne, O'Kane, & Meiers, 2012). Les variations cycliques de la nappe phréatique peuvent cependant exposer les rejets périodiquement à l'oxygène.
- Une couverture de type barrière à l'oxygène (i.e. couverture à effet de barrière capillaire (CEBC), recouvrement en eau, recouvrement monocouche avec nappe phréatique surélevée, etc. (Aubertin, Bussière, & Bernier, 2002)) peut être appliquée lors de la déposition de rejets saturés en présence d'une nappe phréatique élevée (Nicholson, Gillham, Cherry, & Reardon, 1989).

La contamination des eaux régionales par l'eau provenant des rejets peut être limitée en confinant les rejets miniers dans la fosse au moyen du concept d'enveloppes perméables (Misfeldt et al., 1999; Rousseau & Pabst, 2018).

- L'approche de l'enveloppe perméable naturelle consiste à densifier les rejets afin de diminuer leur conductivité hydraulique et de dévier l'écoulement souterrain. La densification des rejets peut se faire par consolidation. Cette technique n'est applicable qu'aux rejets fins (comme les résidus miniers) (Misfeldt et al., 1999).
- La technique de l'enveloppe perméable consiste à déposer un matériau plus perméable (stériles miniers non-réactifs par exemple) entre les parois de la fosse et les rejets miniers afin de dévier l'écoulement de l'eau souterraine (Misfeldt et al., 1999) (voir notamment les travaux actuellement en cours à l'IRME).

2.5.3 Cas à l'étude : Fosse Doyon

La géométrie de la fosse simulée dans ce mémoire est basée sur le cas réel de la fosse Doyon (figure 2.8) située à 2,5 km de la mine Westwood (IamGold, 2017), une mine d'or propriété de la compagnie Iamgold et située en Abitibi à 40 km à l'est de Rouyn-Noranda (Québec).

La mine souterraine Westwood est entrée en production en 2013 et planifie traiter jusqu'à 850 000 tonnes de minerai au concentrateur (IamGold, 2017) soit environ 450 000 m^3 de résidus miniers. Une partie de ces résidus est renvoyée sous terre sous forme de remblais. Le reste est utilisé pour remblayer (en partie) la fosse Doyon. Des roches stériles ont aussi été déposées dans la fosse. Une digue délimite les roches stériles et les résidus miniers au centre de la fosse (figure 2.9).

Figure 2.8: Fosse de la mine Doyon en 2008 avant le début du remblayage.

Figure 2.9: Remblayage de la fosse en août 2015.

La fosse mesure environ 1050 mètres de long et 350 mètres de large au sommet (Golder, 1986) avec des bancs de 20 mètres de haut et de 8,5 mètres de large pour une inclinaison de 65° (Golder, 1982). Le roc des parois de la fosse est fracturé et possède une conductivité hydraulique saturée équivalente d'environ 7×10^{-8} m/s pour une porosité de drainage comprise entre 0,001 et 0,0002 (Golder, 1984). L'angle de friction résiduelle du roc était compris entre 9,5 et 21° et il n'a pas de cohésion résiduelle (Golder, 1982). Les propriétés mécaniques des résidus Westwood ont été étudiées notamment par Coulibaly et al. (2016). L'angle de friction interne effective des résidus mesurée alors était de 35° et le module de Young de 7200 kPa pour une contrainte appliquée de 272 kPa (Coulibaly, Belem, & Cheng, 2016).

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

Les résidus miniers étudiés dans ce projet provenaient de la mine d'or Westwood. Les résidus ont été échantillonnés à la sortie de l'usine de traitement en décembre 2018 et transportés dans des barils au laboratoire de l'IRME à Polytechnique Montréal. Les résidus ont été homogénéisés manuellement au moyen d'une pelle, d'un mélangeur et d'une pompe péristaltique avant leur caractérisation.

3.1 Propriétés hydrogéologiques et géotechniques

La granulométrie des résidus a été déterminée au moyen des normes ASTM D422 (2007) pour la portion de particules fines (<75 µm) et ASTM D6913/D6913M-17 (2017) pour les particules plus grossières. Les diamètres des grains correspondant à 10% et 60% de matériau cumulé sur la courbe granulométrique (D_{10} et D_{60} [mm] respectivement) et le coefficient d'uniformité ($Cu = D_{60} / D_{10}$) ont ensuite été déterminés. Le modèle unimodal de Fredlund et al. (2012) a été utilisé pour lisser la courbe :

$$P_p(d) = \frac{1}{\left\{\ln\left[\exp(1) + \left(\frac{a_{gr}}{d}\right)^{n_{gr}}\right]\right\}^{m_{gr}}} x \left\{1 - \left[\frac{\ln\left(1 + \frac{d_r}{d}\right)}{\ln\left(1 + \frac{d_r}{d_m}\right)}\right]^7\right\} \quad (3.1)$$

Où,

$P_p(d)$: pourcentage massique des particules passant une taille particulière [%]

a_{gr} : paramètre régissant le point d'inflexion et le point de cassure initiale proche des particules grossières [-]

n_{gr} : paramètre régissant la pente abrupte de la courbe (uniformité) [-]

m_{gr} : paramètre lié à la forme de la courbe granulométrique dans la section des particules fines [-]

d_r: taille des particules résiduelles [L]

d: diamètre des particules considérées [L]

d_m: plus petite taille attribuable aux particules (d=0,0001 mm) [L]

La densité relative des grains (D_r [-]) des résidus miniers a été déterminée selon la norme ASTM D854 (2002) .

La teneur en eau optimale (w_{opt} [%]) et la masse volumique sèche maximale (ρ_{dmax} [kg/m^3]) ont été déterminées au moyen d'un essai proctor modifié selon la norme ASTM D1557 (2015).

La conductivité hydraulique saturée (k_{sat} [m/s]) des résidus a été mesurée au moyen d'essais de perméabilité à charge variable dans une cellule à paroi flexible selon la méthode C de la norme ASTM D5084 (2016). La contrepression appliquée sur l'échantillon était de 650 kPa. Quatre essais ont été réalisés sur les résidus Westwood homogénéisés à des indices des vides compris entre 0,76 à 0,88. Les résultats obtenus au laboratoire ont été comparés aux modèles prédictifs Kozeny-Carman (Chapuis & Aubertin, 2003) et Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002) (section 2.2.1).

La courbe de rétention d'eau (CRE) a été évaluée au moyen d'essais en cellules Tempe selon la norme ASTM D6838 (2016). La durée de chaque palier de pression était comprise entre 5 et 9 jours (jusqu'à stabilisation de la teneur en eau). Au total, deux essais ont été réalisés. Les CRE obtenues au laboratoire ont été comparées au modèle prédictif Kovacs Modifié (MK) (Aubertin et al., 2003) (section 2.2.2).

L'angle de friction interne a été déterminé au moyen de trois essais triaxiaux en consolidation non drainée réalisés selon la norme ASTM D4767 (2011). Les essais ont été réalisés avec des contraintes de 40 kPa, 120 kPa et 240 kPa. Les échantillons ont été montés à une teneur en eau initiale de 14% dans un moule de 5 cm de diamètre, pour une hauteur de 10 cm.

Les essais de granulométrie et de densité relative ont été réalisés après l'homogénéisation ainsi qu'après chaque essai de compression en colonne (voir section 3.2.2).

Tous ces essais ont été réalisés par l'auteure dans les laboratoires de Polytechnique Montréal.

3.2 Propriétés de consolidation

Les propriétés de consolidation des résidus miniers de la mine Westwood ont été déterminées au moyen d'essais de compression en colonne à chargement axial. Le montage proposé par Essayad (2015) et Boudrias (2018) a été adapté dans le cadre de ce projet :

- Un drain a été ajouté à la base de la colonne, dans certains essais, pour simuler l'effet d'un tapis drainant.
- La déposition des résidus a été réalisée en trois étapes pour mesurer l'effet de la consolidation des résidus sous leur propre poids (dans certains essais)

L'influence de la hauteur de l'échantillon et de la teneur en eau initiale sur la détermination des propriétés de consolidation a été évaluée. La variation de la conductivité hydraulique saturée des résidus miniers au cours de la consolidation a également été mesurée lors de plusieurs essais (voir section 3.2.2.1).

3.2.1 Protocole des essais de compression en colonne

Les essais de compression ont été réalisés dans des colonnes en plexiglas de diamètre moyen de 9,75 cm et de 50 cm de hauteur. Trois types d'essais de compression ont été réalisés : un essai drainé par la surface (type A), un essai drainé par la surface et par la base (type B) et un essai consolidé par son propre poids avec remplissage progressif, drainé par la surface et par la base (type C) (figure 3.1).

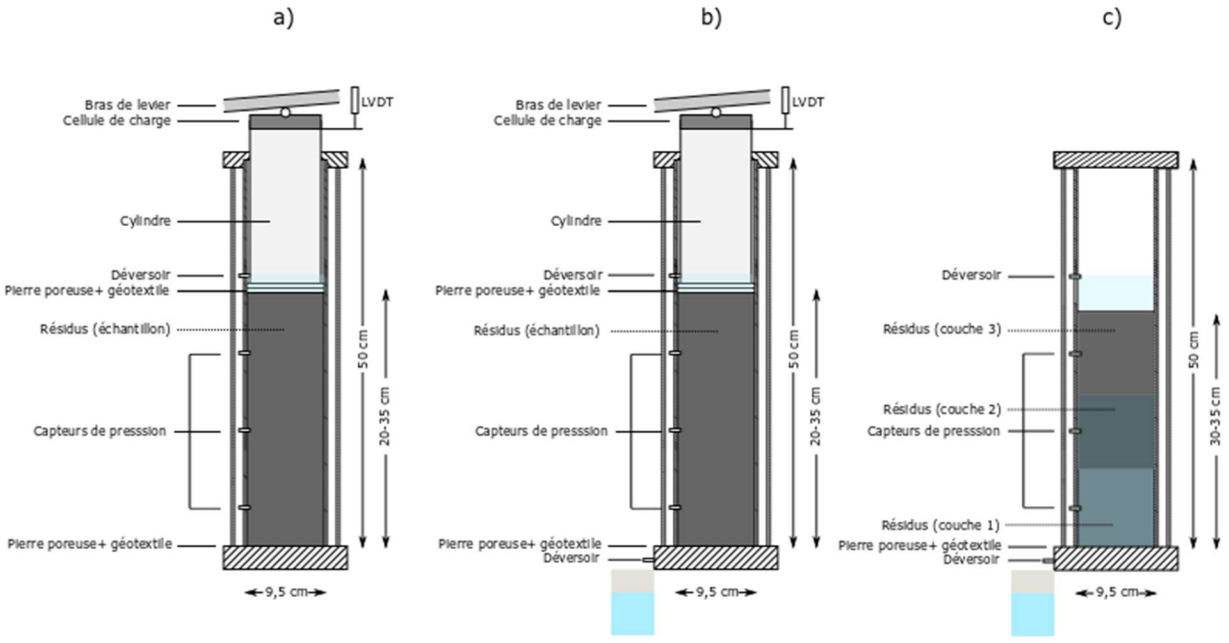


Figure 3.1: Montage des essais de compression en colonne a) essais classiques simplement drainés (surface) b) essais drainés à la base et à la surface c) essais avec remplissage progressif.

Montage

Essai de type A

Le dispositif permettait d'imposer une charge axiale (verticale) de compression sur une colonne remplie de résidus au moyen d'un bras de levier. Une bille en métal permettait de transmettre la charge en contrainte axiale et un cylindre de PVC faisait office de piston (figure 3.1 a). La charge réelle appliquée sur l'échantillon pour chaque palier d'incrément était mesurée par une cellule de charge. La pression interstitielle et le déplacement des résidus étaient mesurés en continu au cours de l'essai au moyen de trois capteurs de pression répartis sur la hauteur de l'échantillon et d'un capteur LVDT (Linear Variable Differential Transformer) placé au sommet du piston. La calibration des capteurs de pression et du LVDT est présentée à la section 3.1.2.2. Un déversoir placé au-dessus de la surface des résidus (figure 3.1) permettait de maintenir le niveau d'eau constant dans la colonne notamment lors des essais de perméabilité à charge constante réalisés pendant les tests de compression (voir section 3.1.2.4).

Essai de type B

Le montage de l'essai de type B était presque identique à celui de type A, sauf qu'une ouverture a été ajoutée au bas de la colonne afin de permettre le drainage de l'eau par la base de l'échantillon. Les volumes d'eau recueillis au sommet (déversoir) et à la base de la colonne étaient mesurés après chaque palier.

Essai de type C

L'essai de type C était divisé en deux phases. Dans un premier temps, les résidus se consolidaient sous leur propre poids et les déplacements étaient mesurés au moyen d'un ruban à mesurer. La deuxième partie de l'essai était identique à l'essai B. Un piston était ajouté au sommet des résidus et une charge croissante était appliquée par palier au moyen d'un bras de levier. Les volumes d'eau drainés à la base et à la surface étaient mesurés tout au long de l'essai.

Procédure

Les résidus ont été homogénéisés et préparés à une teneur en eau gravimétrique fixée pour l'essai (généralement comprise entre 33 et 45%, tableau 3-1), puis déposés rapidement dans la colonne directement sur la pierre poreuse et le géotextile saturés. La teneur en eau et les dimensions initiales de l'échantillon ont été mesurées.

Tableau 3-1: Caractéristiques des essais réalisés : hauteur initiale, teneur en eau massique initiale et indice des vides initial.

Essai	*Hauteur initiale (cm)*	*Teneur en eau massique initiale (%)*	*Indice des vides initial (-)*	*Commentaires*
A-1	27,40	39,5	1,06	
A-2	26,90	39,5	1,09	
A-3	32,30	37,4	1,03	
A 4	35,10	38,9	1,06	
A-5	36,10	37,4	1,06	
A-6	**21,40**	36,6	1,01	Effet de la hauteur de l'échantillon testé pour les essais de type A
A-7	27,90	35,4	1,04	
A-8	30,00	**27,6**	1,23	Degré de saturation de 68,5% effet de la teneur en eau testée
B-1	**25,80**	38,6	1,08	Effet de la hauteur de l'échantillon testé pour les essais de type B
A-9	29,20	36,2	1,04	
B-2	32,30	34,8	0,99	
B-3	32,00	35,8	1,03	
C-1	33,30	38,9	1,06	
B-4	31,40	35,9	1,03	
C-2	31,80	39,9	0,97	
C-3	31,50	39,2	0,97	
A-10	32,00	37,7	1,07	Mesure de la conductivité hydraulique saturée

Essais de type A et B

Les résidus étaient laissés au repos pendant une période de 24 heures après leur déposition et avant d'appliquer un chargement, afin de leur laisser le temps de se sédimenter (au moins partiellement). La hauteur initiale des échantillons a été mesurée à l'aide d'une règle. Le premier palier de chargement correspondait à l'application du cylindre piston et de la cellule de charge (figure 3.1) sur l'échantillon. Le capteur LVDT était placé au sommet du cylindre piston et les déplacements étaient enregistrés (Δt_o=0,25 s) en augmentant de 0,25 s l'intervalle de temps à chaque mesure (t_{mesure} = 0,25 s; 0,75 s; 1,50 s; 2,50 s et ainsi de suite). Une mesure manuelle à la règle de la hauteur de l'échantillon était également réalisée à la fin de chaque palier pour confirmer les mesures avec le LVDT. Un bras de levier était appliqué au sommet du cylindre piston et de la cellule de charge au début du deuxième palier. Les paliers de chargement subséquents étaient appliqués en

augmentant la charge au bout du bras de levier (tableau 3-2 et tableau 3-3). La fin d'un palier de chargement était déterminée lorsque la pression interstitielle en excès dans l'échantillon était totalement dissipée (tableau 3-4). La hauteur de l'échantillon, la charge appliquée sur la cellule de force et le volume d'eau recueilli (pour l'essai de type B) étaient mesurés pour chaque palier. Chaque essai (type A ou B) était constitué de 6 à 10 paliers de charges comprises entre 2 et 483 kPa (tableau 3-2 et tableau 3-3).

Tableau 3-2: Contraintes totales appliquées lors des paliers de chargement (en kPa) des essais de type A.

	Contraintes totales appliquées (kPa)									
Palier	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8	A-9	A-10
1	1.8	2.0	1.8	2.0	1.9	3.4	1.9	3.1	3.1	3.1
2	23.8	24.0	24.3	23.2	23.0	25.1	22.8	23.2	24.5	22.3
3	61.2	61.4	62.4	61.2	61.1	62.9	59.8	60.6	60.5	59.4
4	98.4	98.6	101.4	100.3	100.1	100.2	99.7	100.2	96.6	91.9
5	135.4	135.5	139.5	138.3	138.2	137.7	136.5	136.7	132.5	127.8
6	172.5	172.6	177.7	176.5	176.4	175.0	170.6	170.6	168.1	164.7
7	209.5	-	254.2	253.0	209.6	211.8	209.6	209.4	204.0	198.8
8	-	-	330.4	329.3	283.6	286.6	283.3	282.4	276.0	270.1
9	-	-	407.3	406.1	357.8	360.6	356.4	355.1	348.1	341.0
10	-	-	483.2	482.1	426.5	435.8	430.1	428.2	420.4	413.4

Tableau 3-3: Contraintes totales appliquées lors des paliers de chargement (en kPa) des essais de type B.

	Contraintes totales appliquées (kPa)			
Palier	B-1	B-2	B-3	B-4
1	3.2	1.8	3.1	3.1
2	24.9	22.3	23.7	24.8
3	61.1	58.8	60.7	61.9
4	97.5	95.0	97.2	98.9
5	133.8	130.6	133.2	135.5
6	169.6	166.3	169.3	171.8
7	205.9	201.9	205.3	208.5
8	278.5	271.5	275.6	282.2
9	351.1	343.1	347.9	355.9
10	424.0	413.9	419.5	429.2

Tableau 3-4: Durée des paliers de consolidation (en heures) pour chaque essai de type A et B.

	Temps (h)							
Palier	A- 1 et A- 2	A- 3 et A- 4	A- 5 et A- 6	A- 7 et A- 8	A- 9 et B- 1	B- 2 et B- 3	B- 4	A-10
1	3,6	5,2	3,9	3,3	4,6	4,0	24,6	19,6
2	3,7	17,7	14,8	23,8	11,9	17,6	24,2	4,4
3	3,2	4,4	6,2	13,5	20,0	2,8	3,6	21,3
4	11,3	2,4	3,6	2,9	3,6	3,0	39,2	90,1
5	3,2	13,3	15,1	2,7	90,8	17,1	3,9	3,9
6	3,2	4,0	3,1	3,2	13,2	3,5	3,2	15,1
7	3,6	3,0	3,3	3,7	2,3	3,2	17,9	3,1
8		17,3	2,1	11,5	19,1	65,3	3,9	2,4
9		81,0	2,3	2,3	2,7	3,2	2,1	1,7
10			57,8	2,7	16,7	3,8	163,7	21,4

Essai de type C

Dans les essais de type C, les résidus étaient déposés en trois couches successives d'environ 10 cm d'épaisseur. La deuxième et la troisième couche étaient déposées 5 et 10 jours respectivement après le début de l'essai et la déposition de la première couche. La hauteur des résidus et le poids de la colonne étaient mesurés avant l'ajout de la nouvelle couche afin d'évaluer l'indice des vides et le degré de saturation. Les pressions interstitielles étaient mesurées en continu pendant la durée de l'essai. Le cylindre piston était ajouté cinq jours après la déposition de la 3^{e} couche et l'essai se poursuivait avec l'application des charges par bras de levier comme dans les essais de type B (Tableaux 3-5 et 3-6).

Tableau 3-5: Contraintes totales appliquées lors des paliers de chargement (en kPa) des essais de type C.

	Contraintes totales appliquées (kPa)		
Palier	C- 1	C- 2	C- 3
1	1.8	1.8	3.1
2	23.5	22.1	23.4
3	61.3	58.0	59.3
4	97.9	97.5	98.8
5	134.4	134.8	136.0
6	170.9	172.2	173.5
7	207.4	208.9	210.2
8		280.2	281.5
9		353.8	355.1
10		428.2	429.5

Tableau 3-6: Durées des paliers de consolidation (en heures) des essais de type C.

	Temps (h)	
	C- 1	C- 2 et C- 3
Couche 1	74,5	22,2
Couche 2	70,3	15,7
Couche 3	163,7	50,0
Palier 1	3,7	3,7
Palier 2	122,8	16,1
Palier 3	46,5	3,6
Palier 4	17,5	3,6
Palier 5	6,3	21,3
Palier 6	23,0	23,5
Palier 7	67,1	21,0
Palier 8	-	4,2
Palier 9	-	70,0
Palier 10	-	25,8

3.2.1.1.1 Démontage de l'essai

Les colonnes étaient déchargées progressivement à la fin de l'essai. L'échantillon était démoulé par le bas de la colonne et découpé en trois tranches dont la hauteur, la masse et la teneur en eau étaient mesurées. L'indice des vides de chaque tranche était évalué globalement et mesuré plus

localement au moyen d'un petit anneau de volume connu inséré dans les résidus. La courbe granulométrique (ASTM D422, 2007 et ASTM D6913/6913M, 2017) et la densité relative (ASTM D854, 2002) ont été mesurées à la fin de chaque essai à partir d'échantillons de résidus prélevés au centre des spécimens.

3.2.2 Instruments et calibrations

Les mesures de déplacement ont été réalisées à l'aide d'un capteur LVDT de type T50 (Novotechnic). Cet appareil permettait de mesurer des déplacements sur un intervalle de 0 à 50 mm avec une précision de 0,1%.

Les LVDT ont été calibrés individuellement (figure 3.2). La moyenne des réponses du LVDT (enregistrées chaque seconde) pour un même déplacement a été utilisée.

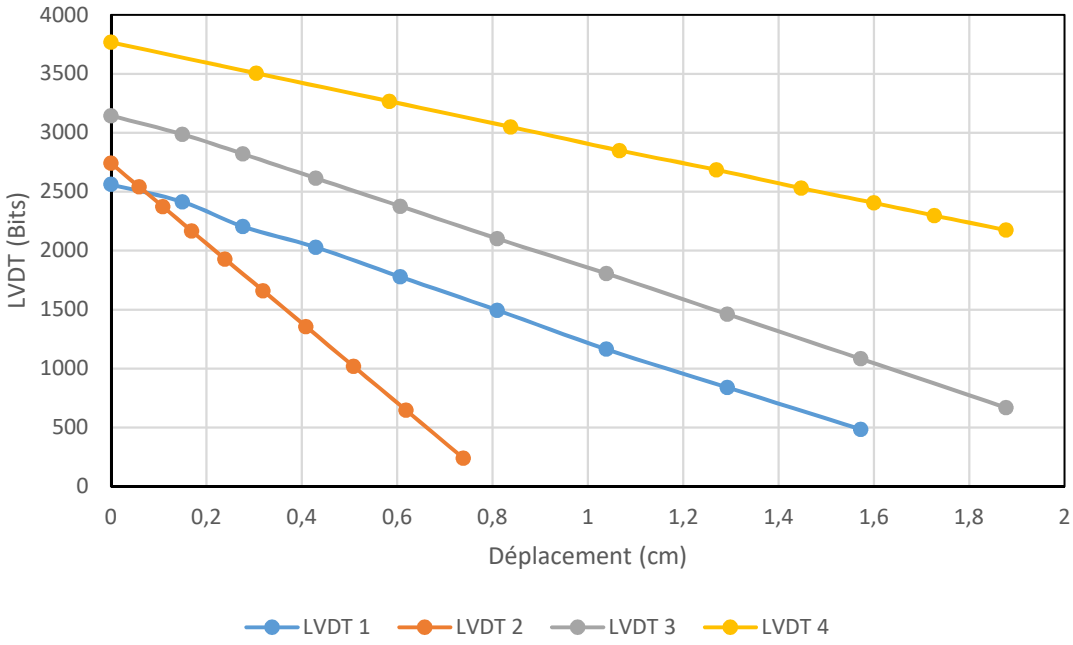


Figure 3.2: Calibration des LVDT utilisés dans le projet.

Les charges verticales appliquées sur les échantillons via le bras de levier ont été mesurées au moyen d'une cellule de charge (Honeywell modèle 43). Sa capacité maximale était de 4,03 kN avec une précision de 0,1%.

Des capteurs de pression Trustability ont été utilisés pour mesurer les pressions interstitielles en excès dans les colonnes pendant les essais de compression. Ils pouvaient mesurer les pressions d'eau (positives et négatives) dans un intervalle compris entre -100 et 100 kPa et avec une précision de ± 0,20%. Ils étaient alimentés avec une tension d'entrée de 5 volts. Les capteurs ont été soudés à une carte d'acquisition et connectés à la colonne via un connecteur saturé en eau (figure 3.3). Les capteurs étaient placés dans chaque colonne aux élévations 3,5 cm, 13,5 cm et 23,5 cm (figure 3.1). Les capteurs de pression ont été calibrés individuellement (figure 3.4).

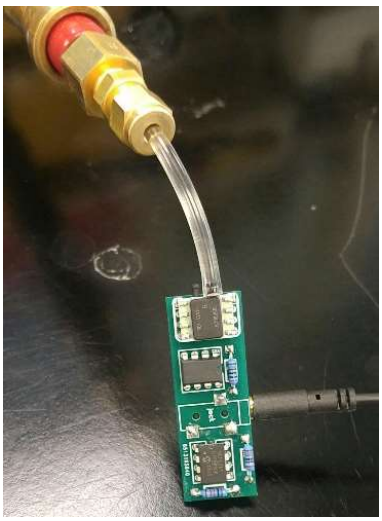


Figure 3.3: Capteur de pression interstitielle Trustability utilisé pour mesurer les pressions d'eau en excès dans les colonnes pendant les essais de chargement.

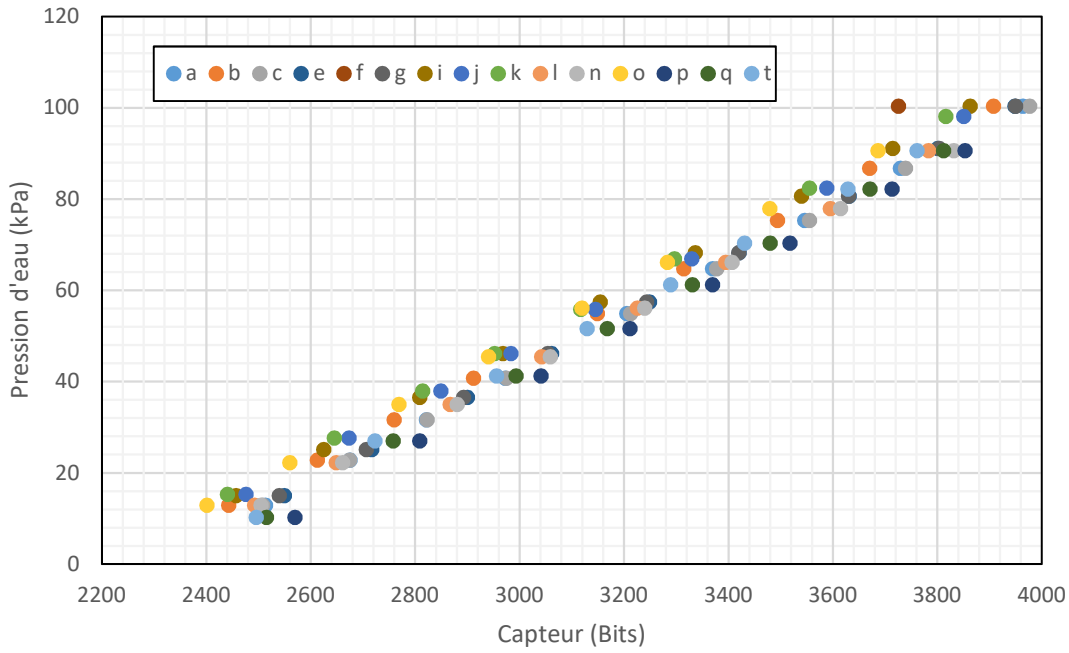


Figure 3.4: Calibration des capteurs de pression Trustability. Au total, 15 capteurs (nommés a à t) ont été calibrés.

Les LVDT et les capteurs de pression interstitielle étaient connectés à une plaque de conversion elle-même connectée aux ports d'entrée d'une carte d'acquisition Teensy LC (PJRC). La carte d'acquisition était connectée à un ordinateur qui permettait de contrôler les paramètres de saisie (notamment les intervalles de prise de donnée) et d'enregistrer les données via un programme codé en langage python. L'ordinateur servait aussi de source d'alimentation aux appareils connectés au système d'acquisition.

3.2.2.1 Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée des résidus diminuait au cours des essais de compression à mesure que l'indice des vides diminuait. La conductivité hydraulique saturée a été mesurée entre chaque palier de chargement pour les essais A-4 et A-10 au moyen de tests de perméabilité à charge constante inspirés de la norme ASTM D7760 (2018). Une fois les pressions interstitielles en excès dissipées dans l'échantillon, une charge hydraulique constante était appliquée à la base de la colonne de consolidation au moyen d'une cellule de Mariotte surélevée. Les débits d'eau sortants étaient alors mesurés au déversoir supérieur (figure 3.5) et la conductivité hydraulique saturée était

estimée en fonction du gradient appliqué. L'écoulement de l'eau se faisait du bas vers le haut contrairement à l'essai de perméabilité normé (ASTM D7760).

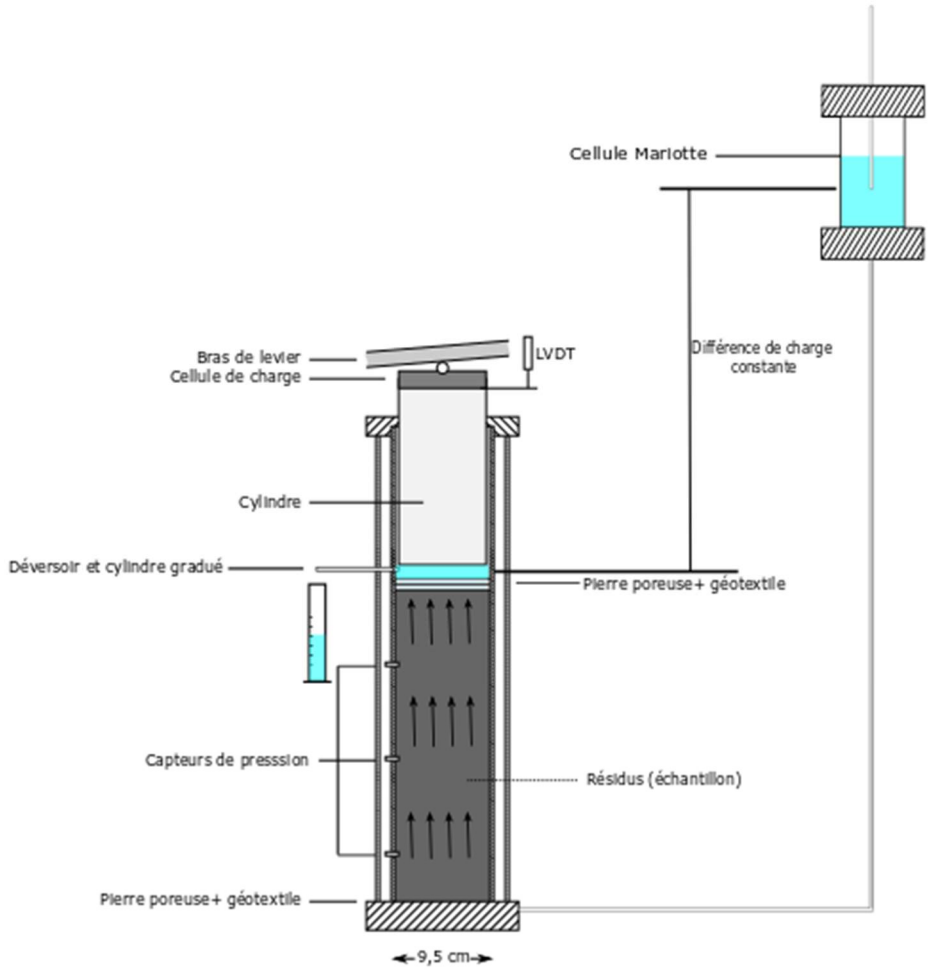


Figure 3.5: Essai de perméabilité à charge constante pour chaque palier de pression lors de l'essai de compression en colonne.

3.2.2.2 Traitement des données et interprétation des résultats

La contrainte effective pour chaque palier a été calculée au centre de la colonne de la manière suivante :

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \tag{3.2}$$

avec :

$$\sigma_v = Q + W \tag{3.3}$$

$$W = \gamma_{sat} \times \frac{H}{2} \tag{3.4}$$

Où,

Q : contrainte de la charge appliquée à la surface de l'échantillon (kPa)

W : contrainte du poids des résidus au-dessus du centre de la colonne (kPa)

σ_v' : contrainte effective verticale (kPa)

σ_v : contrainte totale verticale (kPa)

u : pression d'eau interstitielle (kPa)

La variation d'indice des vides moyen dans l'échantillon a été calculée à partir de la variation de hauteur totale mesurée au moyen du capteur LVDT.

$$e = \frac{H - H_s}{H_s} \tag{3.5}$$

$$H_s = \frac{V_s}{A} \tag{3.6}$$

$$V_s = \frac{M_d}{D_r \rho_w} \tag{3.7}$$

Où,

H_s : hauteur de solide dans l'échantillon (m)

V_s : volume de solide dans l'échantillon (m^3)

A : aire de la section de la colonne (m^2)

M_d : masse sèche de l'échantillon (constante au cours de l'essai) (kg)

Le coefficient de compressibilité (a_v) et l'indice de compression (C_c) ont été calculés à partir de la pente de la droite du graphique présentant l'indice des vides en fonction de la contrainte effective ou du logarithme de la contrainte effective (équations 2.31 et 2.32).

Les coefficients de consolidation, c_v, ont été calculés selon la méthode de Casagrande et la méthode de Taylor présentées à la section 2.3.3.

3.3 Simulations numériques

Des simulations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel par éléments finis SIGMA/W (Geoslope Interantional Ltd, 2018). La capacité de SIGMA/W à reproduire le comportement des résidus miniers, et en particulier les phénomènes de consolidation, a été étudiée par plusieurs auteurs (Qiu & Sego, 2006; Pedroni, 2011; Bolduc, 2012; Jaouhar, 2012; Özer & Bromwell, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). Le comportement des résidus dans les modèles a été défini au moyen des lois de comportement élasto-plastique (Mohr-Coulomb) et Cam-Clay modifié (section 2.3.1). Les stériles ont été simulés au moyen du modèle linéaire-élastique.

Les simulations numériques ont été réalisées en deux étapes. Dans un premier temps, les essais de compression en colonne ont été reproduits avec SIGMA/W et les propriétés des résidus ont été calibrées à partir des résultats expérimentaux. Puis, le comportement hydrogéotechnique des résidus miniers déposés dans une fosse a été simulé avec ou sans la présence d'inclusions de roches stériles.

3.3.1 Simulations numériques des essais de laboratoire

L'essai A-4 (section 3.2.1) a été simulé afin de comparer les résultats expérimentaux et numériques en termes de pressions interstitielles, de déplacements et de variation d'indice des vides moyen. Les

paramètres du modèle ont été calibrés afin de reproduire numériquement les comportements observés expérimentalement au laboratoire (tableau 3-7). La calibration a consisté à minimiser les différences calculées au moyen de l'approche RMSE (Root Mean Square Error) entre les mesures de laboratoire et les résultats simulés. Le RSME permet de comparer les résultats expérimentaux et numériques en proposant une estimation de la différence moyenne entre les valeurs expérimentales et numériques :

$$\mathrm{RSME} = \sqrt{\frac{1}{\mathrm{N}}\sum_{\mathrm{i}=1}^{\mathrm{N}}(\mathrm{P_i} - \mathrm{O_i})^2} \tag{3.8}$$

Où,

N : nombre de valeurs comparées

P_i : énième valeur prédite numériquement

O_i : énième valeur expérimentale

Les paramètres ont été calibrés en deux étapes. Dans un premier temps, les paramètres ont été calibrés individuellement en modifiant uniquement le paramètre étudié et en fixant les autres paramètres à leurs valeurs initiales (valeurs expérimentales). Ensuite, les paramètres ont été calibrés en modifiant le paramètre étudié en en fixant les autres paramètres aux valeurs calibrés du premier tour.

Tableau 3-7: Intervalle des paramètres calibrés. λ: paramètre relié à l'indice de compression, e_o: indice des vides initial, ϕ': angle de frottement interne effectif, γ: poids volumique des résidus, κ: paramètre relié à l'indice de recompression et ν: coefficient de Poisson.

	Intervalle des valeurs testées pour la calibration
λ (–)	0,044 à 0,051
e_o (–)	1,05 à 1,06
ϕ' (^{o})	35 à 38
γ (kN/m^3)	18,6 à 18,8
κ (–)	0,004 à0,009
ν (–)	0,27 à 0,31

L'influence du choix de modèle de comportement (modèle élasto-plastique et modèle Cam Clay modifié) a également été évaluée. L'indice de compression moyen des essais de type A et l'indice de compression spécifique à l'essai A-4 ont été comparés dans deux simulations numériques afin d'évaluer l'effet du paramètre sur la prédiction du déplacement des résidus. Les essais de compression A-2, B-3 et C-2 ont ensuite été simulés avec les propriétés calibrées afin de valider la qualité de la calibration et de confirmer que le logiciel Sigma/W pouvait bien simuler la consolidation des résidus pour les différents scénarios étudiés.

3.3.2 Simulations numériques de la déposition des résidus en fosse

L'étude de la consolidation des résidus en fosse a été effectuée en simulant d'abord le cas d'une fosse de 140 mètres remblayée de résidus miniers. Une première série de simulations numériques a été réalisée afin de comparer l'effet de plusieurs géométries d'inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus tels que le tapis drainant, l'enveloppe perméable et l'inclusion drainante. Une étude paramétrique de la fosse a ensuite été réalisée dans une deuxième série de simulations numériques. L'épaisseur des rehaussements, la largeur de la fosse et les propriétés des matériaux ont été modifiées afin d'évaluer l'effet de ces paramètres sur la consolidation des résidus miniers (tableau 3-8).

Tableau 3-8: Simulations numériques réalisées dans cette étude afin d'évaluer la consolidation des résidus dans une fosse avec et sans inclusions de roches stériles.

Effet des inclusions de roches stériles	Tapis drainant à la base de la fosse
	Enveloppe perméable sur les parois de la fosse
	Inclusion drainante au centre de la fosse
	Combinaison du tapis drainant, de l'enveloppe perméable et de l'inclusion drainante
Étude paramétrique	Rehaussements appliqués en 4 couches plus minces
	Largeur de la fosse à la base de 120 m
	Conductivité hydraulique saturée du roc de 10^{-6}m/s
	Indice de compression minimum de 0,06
	Indice de compression maximum de 0,16

CHAPITRE 4 RÉSULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

4.1 Propriétés hydrogéotechniques des résidus Westwood

4.1.1 Granulométrie

Les résultats des essais granulométriques des résidus miniers Westwood effectués sur 14 échantillons ont été décrits au moyen du modèle de Fredlund et al. (2012) (équation 3.1) (tableau 4-2, figure 4.1).

Les résidus miniers de la mine Westwood contenaient environ 87% de particules fines (≤75 µm) et 6% de particules dont le diamètre était inférieur à 2 µm. Les valeurs moyennes de D_{10} et de D_{60} étaient de 0,004 mm et 0,03 mm respectivement; le coefficient d'uniformité moyen (C_U) était de 8,4 (tableau 4-1). Ces résultats correspondaient aux valeurs attendues pour un résidu minier de mine en roche dure (tableau 2-1).

Les essais pour déterminer les limites d'Attenberg (limite de liquidité et limite de plasticité) selon la norme ASTM D4318 (2017) ont été non concluants et les résidus miniers étudiés ici ont été considérés non plastiques. Les résidus Westwood ont donc été classés comme un Silt (ML) (USCS – ASTM D2487 (2017)).

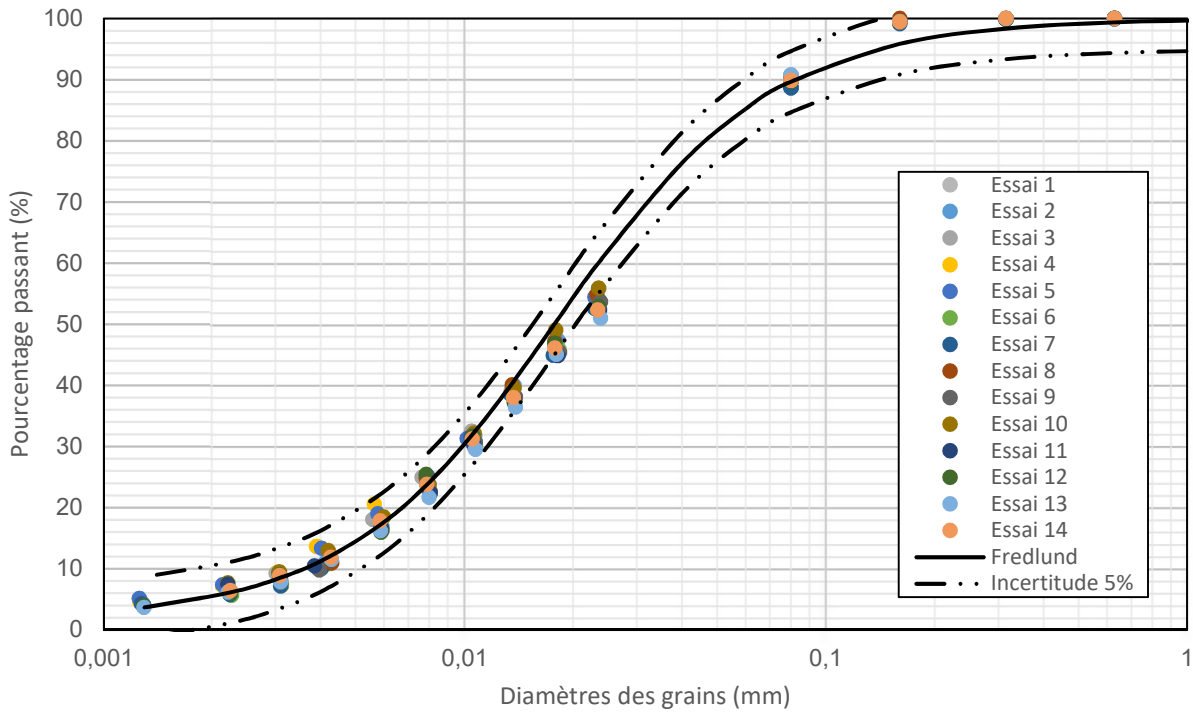


Figure 4.1: Courbes granulométriques mesurées sur 14 échantillons de résidus Westwood (un échantillon par essai en colonne de consolidation) et courbe moyenne lissée sur l'ensemble des résultats au moyen du modèle de Fredlund et al. (2012).

Tableau 4-1: Caractéristiques granulométriques des résidus miniers Westwood. D_{10} : diamètre des grains passant 10%, D_{60} : diamètre des grains passant 60%, C_U : coefficient d'uniformité.

# test	*D_{10} (mm)*	*D_{60} (mm)*	*C_U (-)*	*Passant 75 µm (%)*	*Passant 2 µm (%)*
2	0.0039	0.028	7.2	88	6
3	0.0030	0.029	9.7	87	7
4	0.0030	0.029	9.7	88	7
5	0.0032	0.028	8.8	87	9
6	0.0040	0.030	7.5	87	7
7	0.0040	0.030	7.5	86	5
8	0.0040	0.028	7	88	6
9	0.0040	0.030	7.5	87	6
10	0.0030	0.028	9.3	87	7
11	0.0037	0.030	8.1	88	7
12	0.0030	0.030	10.0	87	5
13	0.0039	0.032	8.2	87	6
14	0.0035	0.030	8.6	87	6
15	0.0037	0.030	8.1	87	5
Courbe Fredlund	0.0037	0.024	6.5	89	6

Tableau 4-2: Paramètres du modèle de Fredlund utilisés pour représenter la distribution granulométrique des résidus Westwood et ajustés sur l'ensemble des points mesurés au laboratoire.

a_{gr}	n_{gr}	m_{gr}	d_r	d_m
0,017	1,344	2,85	0,001	0,00001

4.1.2 Densité relative des grains

La densité relative des grains solides a été mesurée au démontage des essais de compression en colonne et sur deux autres échantillons de résidus Westwood (avant compression) selon la norme ASTM D854 (2002). La densité relative moyenne des résidus Westwood était de 2,867 (tableau 4-3), soit une valeur typique des résidus de mines en roche dure (tableau 2-1)

Tableau 4-3: Densité relative des grains solides (G_s) des résidus Westwood mesurés à la suite des essais de compression en colonne A-2, A-3, A-4, A-5 et A-6 et sur deux échantillons non-consolidés.

Essai	*A-2*	*A-3*	*A-4*	*A-5*	*A-6*	*Échantillon 1*	*Échantillon 2*	***Moyenne***
G_s	2,85	2,86	2,86	2,97	2,89	2,81	2,83	**2,867**

4.1.3 Densité sèche et optimum Proctor

Un essai Proctor modifié a été réalisé selon la norme ASTM D1557 (2015) et a permis d'estimer la densité sèche à l'optimal Proctor, $\rho_{d\ max} = 1840$ kg/m^3 pour une teneur en eau optimale, $w_{opt} = 14{,}7\%$ (figure 4.2). Ces résultats correspondent bien aux valeurs attendues pour des résidus miniers de mines en roche dure (tableau 2-1).

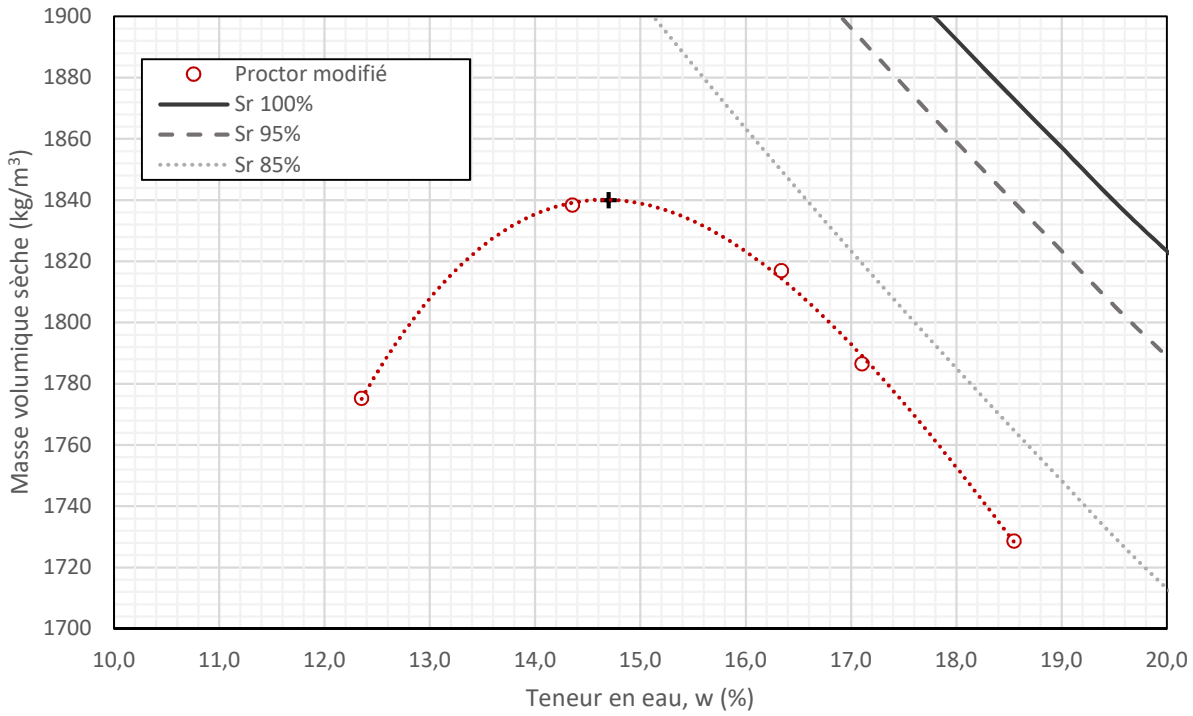


Figure 4.2: Courbe de l'essai de Proctor modifié mesuré sur les résidus Westwood.

4.1.4 Conductivité hydraulique saturée

Des essais de perméabilité à paroi flexible (charge variable) ont été réalisés selon la méthode C de la norme ASTM D5084 (2016) sur cinq échantillons de résidus Westwood. Les conductivités hydrauliques saturées mesurées étaient comprises entre 4×10^{-7} m/s et 6×10^{-7} m/s pour des indices des vides compris entre 0,76 et 0,96. Le degré de saturation était supérieur à 99% pour tous les essais. Les conductivités hydrauliques saturées mesurées au laboratoire se trouvaient donc dans l'intervalle typique des conductivités hydrauliques saturées rapportées dans la littérature pour les résidus de mines en roche dure (tableau 2-1).

Les conductivités hydrauliques mesurées au laboratoire ont été comparées aux modèles prédictifs de Kozeny-Carman (Chapuis & Aubertin, 2003) et de Kozeny-Carman modifié (Mbonimpa et al., 2002) décrits à la section 2.3.3 (figure 4.3). Les conductivités hydrauliques saturées mesurées pour les résidus Westwood semblaient relativement bien prédites par le modèle KCM, mais un peu moins par le modèle KC.

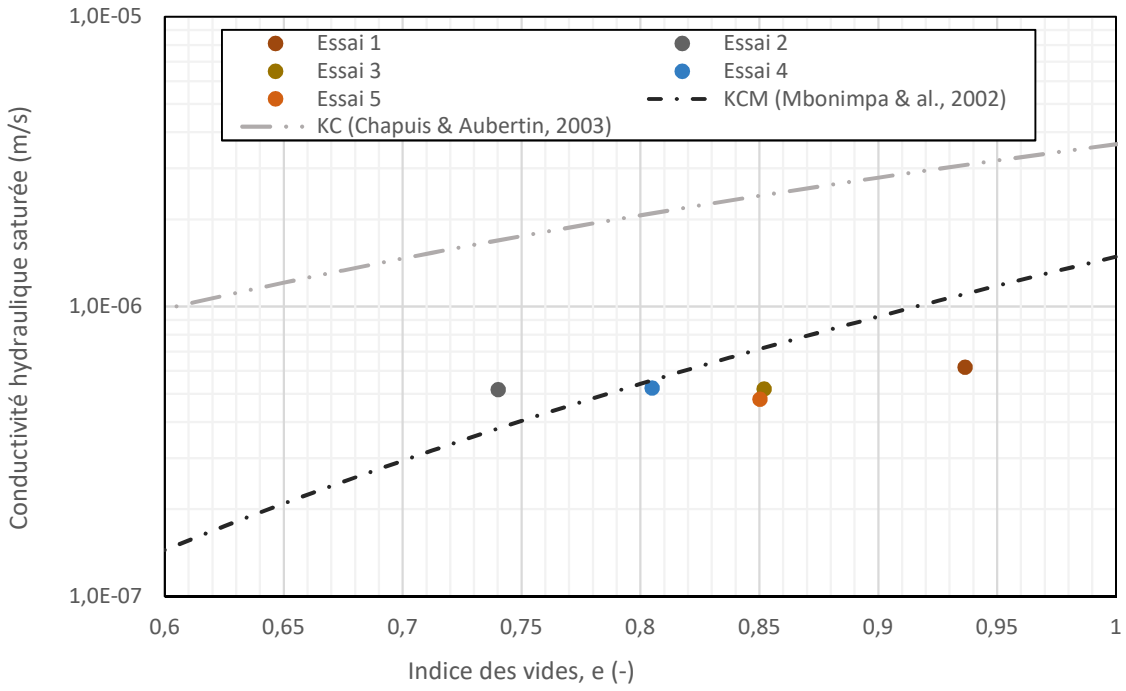


Figure 4.3: Conductivités hydrauliques saturées des résidus Westwood mesurées au laboratoire et prédites avec les modèles Kozeny-Carman (KC) et Kozeny-Carman modifié (KCM) pour différents indices des vides.

4.1.5 Courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau des résidus Westwood a été déterminée au laboratoire au moyen de deux essais en cellule Tempe réalisés selon la norme ASTM D6836 (2016). La teneur en eau massique initiale des échantillons était de 27%, leur porosité de 0,44 pour un degré de saturation de 96%.

Les résultats expérimentaux ont été lissés au moyen du modèle Van Genuchten (1980) (équation 2.9, tableau 4-4) et comparés au modèle prédictif MK (section 2.2.2) (Aubertin et al., 2003) (figure 4.4). L'AEV des résidus Westwood était compris entre 29 kPa et 36 kPa (détermination par la méthode des tangentes) et correspondait bien aux valeurs attendues pour des résidus de mine en roche dure (tableau 2-1). Le modèle MK (Aubertin et al., 2003) (équation 2.11) prédisait un AEV d'environ 15 kPa, soit environ 15 kPa plus faibles que l'AEV mesuré. La pente de la CRE prédite par le modèle était proche de celle mesurée.

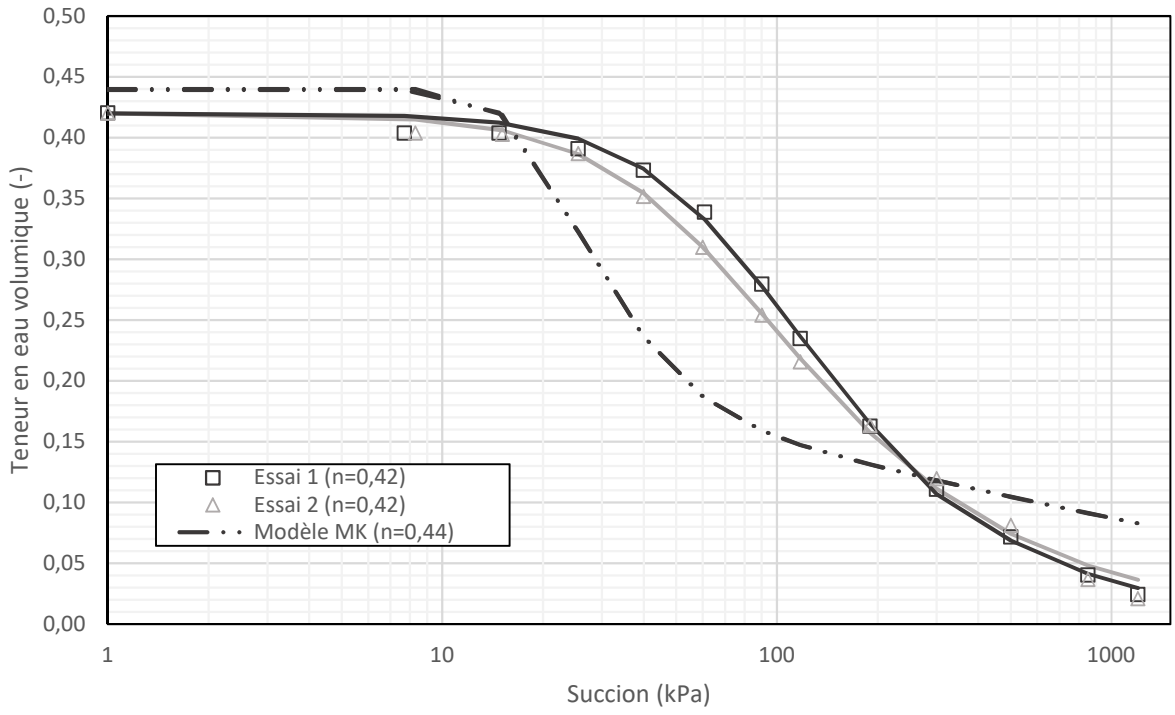


Figure 4.4: Courbes de rétention d'eau mesurées au laboratoire en cellule Tempe et ajustées avec le modèle de van Genuchten (1980). La courbe prédite avec le modèle MK (Aubertin et al., 2003) est également indiquée.

Tableau 4-4: Paramètres du modèle de van Genuchten lissés sur les points expérimentaux mesurés au laboratoire. θ_R : teneur en eau résiduelle, θ_S : teneur en eau à saturation, k_{sat} : conductivité hydraulique saturée, n : paramètre de van Genuchten et α : paramètre de van Genuchten.

	θ_R (-)	θ_S (-)	k_{sat} (m/s)	n (-)	α (-)
Essai A	0,02	0,42	5×10^{-7}	1,82	0,016
Essai B	0,02	0,42	5×10^{-7}	1,97	0,013

4.1.6 Angle de friction interne

L'angle de friction interne a été déterminé à partir des résultats de trois essais triaxiaux réalisés en consolidation non drainée selon la norme ASTM D4767 (2011). Les échantillons ont été consolidés à des contraintes de 40 kPa, 120 kPa et 240 kPa. L'angle d'état stationnaire (ψ') mesuré permettait de calculer un l'angle de friction interne effectif, ϕ'de 36° ($\tan\psi' = \sin\phi'$; figure 4.5). Ce résultat état très similaire à l'angle de friction interne de 35° utilisée par Coulibaly, Belem et Cheng (2017) pour les résidus de la mine Westwood. L'angle de friction interne effectif mesuré était dans l'intervalle attendu pour les résidus de mines en roche dure (tableau 2-1).

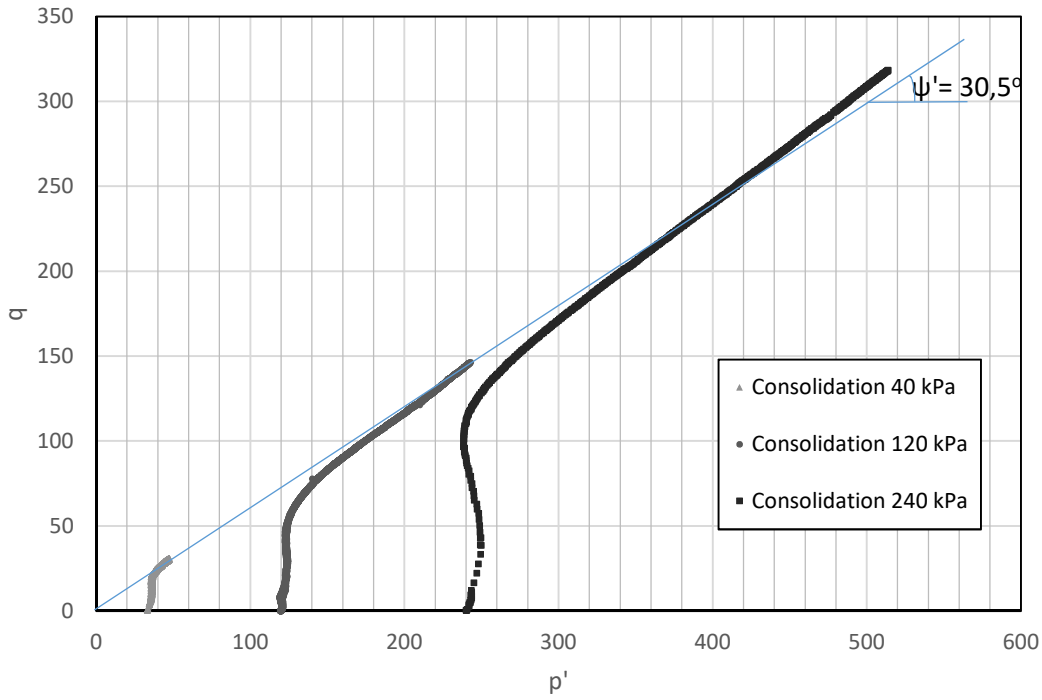


Figure 4.5: Essai triaxial dans le domaine de la contrainte moyenne effective (p') et de la contrainte de cisaillement (q) pour différentes contraintes de consolidation.

4.2 Propriétés de consolidation des résidus Westwood

La consolidation des résidus a été mesurée au laboratoire au moyen d'essais de compression en colonne (Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). Au total, 10 essais de type A (drainage au sommet) 4 essais de types B (drainage par le haut et le bas de l'échantillon) et 3 essais de type C (consolidation des résidus sous leur propre poids) ont été réalisés. L'impact de la teneur en eau initiale et de la hauteur initiale des échantillons sur le comportement des résidus a également été évalué.

4.2.1 Dissipation des pressions interstitielles en excès

Les pressions interstitielles ont été mesurées en continu en plusieurs points des colonnes pendant tous les essais (section 3.2.2). Le suivi des pressions interstitielles permettait de déterminer la fin de la consolidation primaire et de vérifier que la contrainte appliquée était reprise (au moins en partie) par les pressions interstitielles (section 2.3.1). Un exemple typique de variation de pressions

interstitielles au cours d'un essai de type A (essai A-8) est présenté à la figure 4.6. Les pressions interstitielles en excès n'étaient pas totalement dissipées à la fin du premier palier et les pressions interstitielles restaient autour de 2,65 kPa (contre 2 kPa attendus) au bout de 3,3 heures. Sans doute aurait-il fallu laisser un peu plus de temps au système pour se stabiliser. Cependant, les pressions interstitielles en excès ont eu le temps de se dissiper au cours de tous les paliers suivants. La reprise de la charge appliquée par les pressions d'eau était généralement inférieure à celles attendues ($\Delta u \leq \Delta\sigma$). Par exemple, pour le palier 4 de l'essai A-8, l'augmentation de pressions interstitielles en excès n'était que de 25 kPa alors que la charge appliquée était de 39 kPa. La reprise de la charge appliquée par les pressions d'eau diminuait généralement au cours de l'essai. Par exemple, les pressions interstitielles au palier 8 avaient repris 44% de l'incrément de charge comparativement à 30% pour le palier 10 de l'essai A- 4 pour un même incrément de charge de 76 kPa (tableau 4-5).

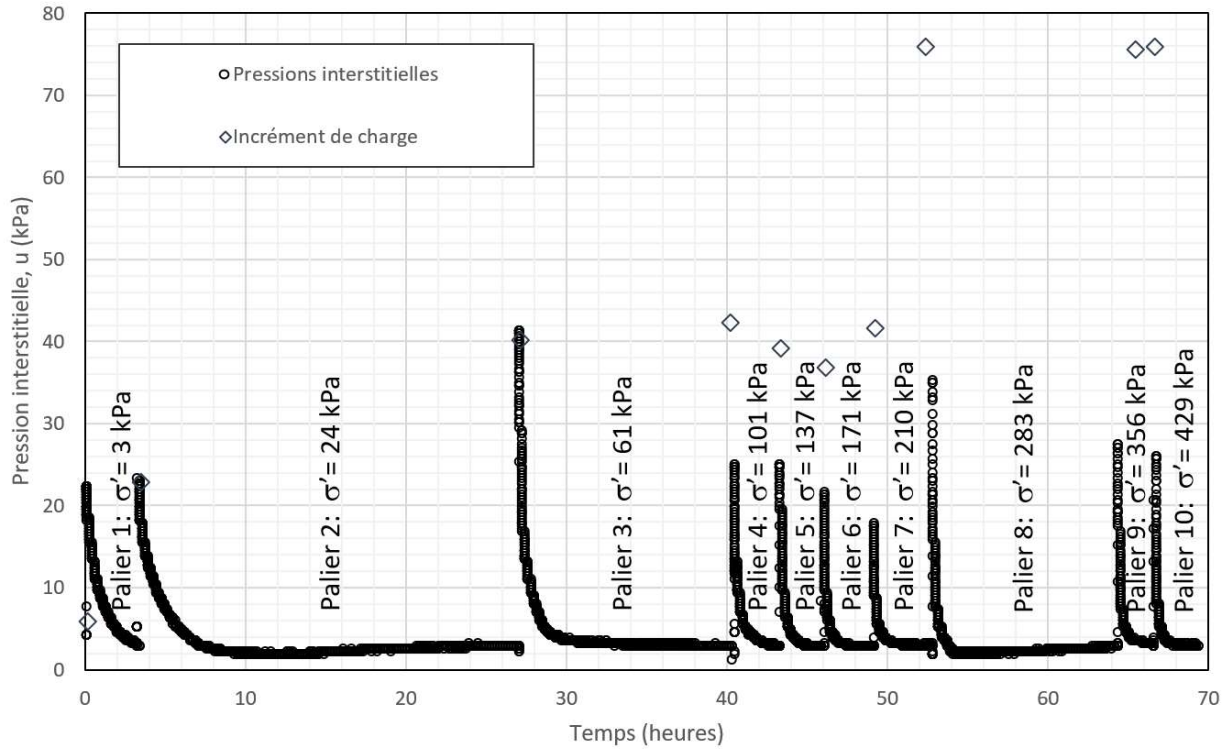


Figure 4.6: Variations des pressions interstitielles mesurées au milieu de l'échantillon (z = 13 cm) au cours de l'essai A-8 pour les différents chargements appliqués.

Tableau 4-5: Comparaison entre la variation de contrainte appliquée et les pressions interstitielles en excès maximales mesurées pour chaque palier lors de l'essai de compression A-8 au milieu de l'échantillon (z = 13 cm). Δσ : différence de contrainte appliquée, Δu : incrément de pression interstitielle.

	Δσ (kPa)	*Δu (kPa)*	*% repris par les résidus*
Palier 1	5,7	19,2	334,5
Palier 2	22,8	21,5	94,4
Palier 3	40,1	38,7	96,5
Palier 4	42,2	22,1	52,3
Palier 5	39,1	22,2	56,8
Palier 6	36,5	18,6	51,0
Palier 7	41,4	15,7	38,0
Palier 8	75,7	33,3	44,0
Palier 9	75,3	23,8	31,6
Palier 10	75,7	23,0	30,4

La dissipation des pressions interstitielles en excès dans les essais de type B était très similaire à celle des essais de type A, mais se produisait plus rapidement, car le drainage était aussi possible par la base (figure 4.7).

L'allure des variations de pressions interstitielles pour les trois premiers paliers des essais de type C (déposition des couches de résidus) était très différente des essais de type A puisqu'on laissait le temps aux résidus de se désaturer entre chaque nouvelle couche (figure 4.8). Le capteur de pression (z = 3,5 cm) a mesuré une augmentation de pression de 2,34 kPa lors de l'ajout de la deuxième couche (pour une charge équivalente de 2,31 kPa). Par contre, aucune variation de pression n'a été mesurée par ce capteur lors de l'ajout de la troisième couche de résidus. Le capteur de pression (z = 13,5 cm) placé au milieu de la seconde couche a mesuré une augmentation de pression de 6,1 kPa (pour une charge équivalente de 3,5 kPa) lors de l'ajout de la troisième couche. Les trois capteurs de pression ont ensuite enregistré les variations de pression interstitielles suite aux paliers de chargement imposés au sommet de l'échantillon de la même façon que pour les essais de type B (figure 4.7).

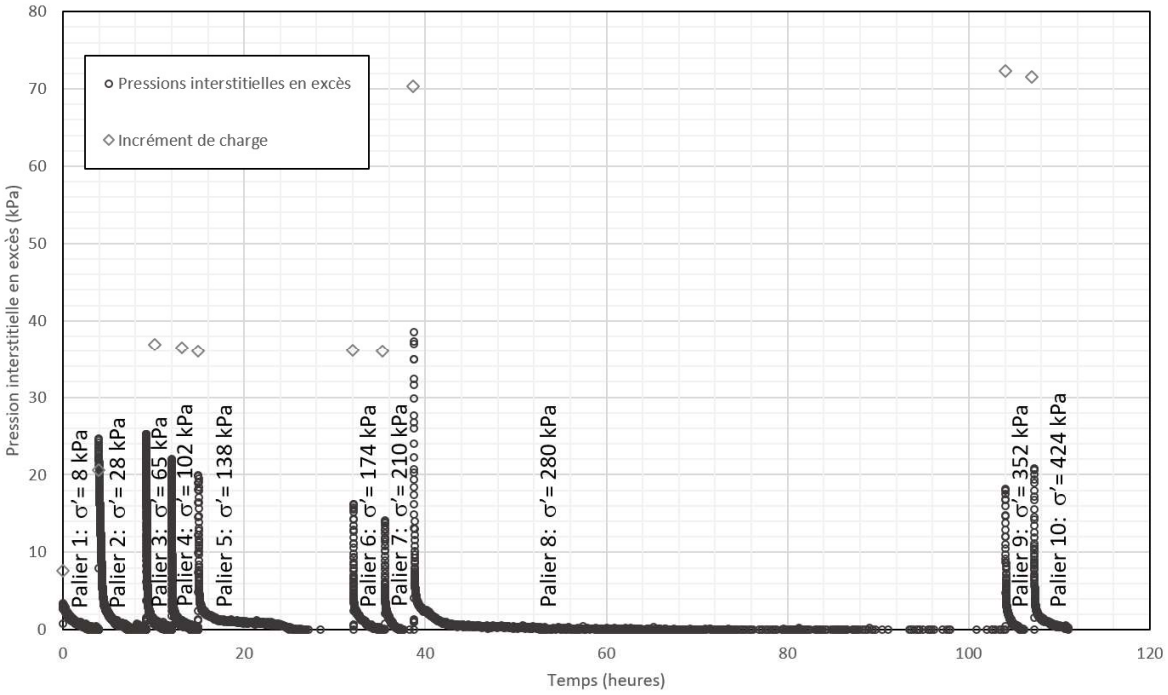


Figure 4.7: Variation des pressions interstitielles en excès mesurées au milieu de l'échantillon (z = 13 cm) au cours de l'essai B-3 pour les différents chargements appliqués.

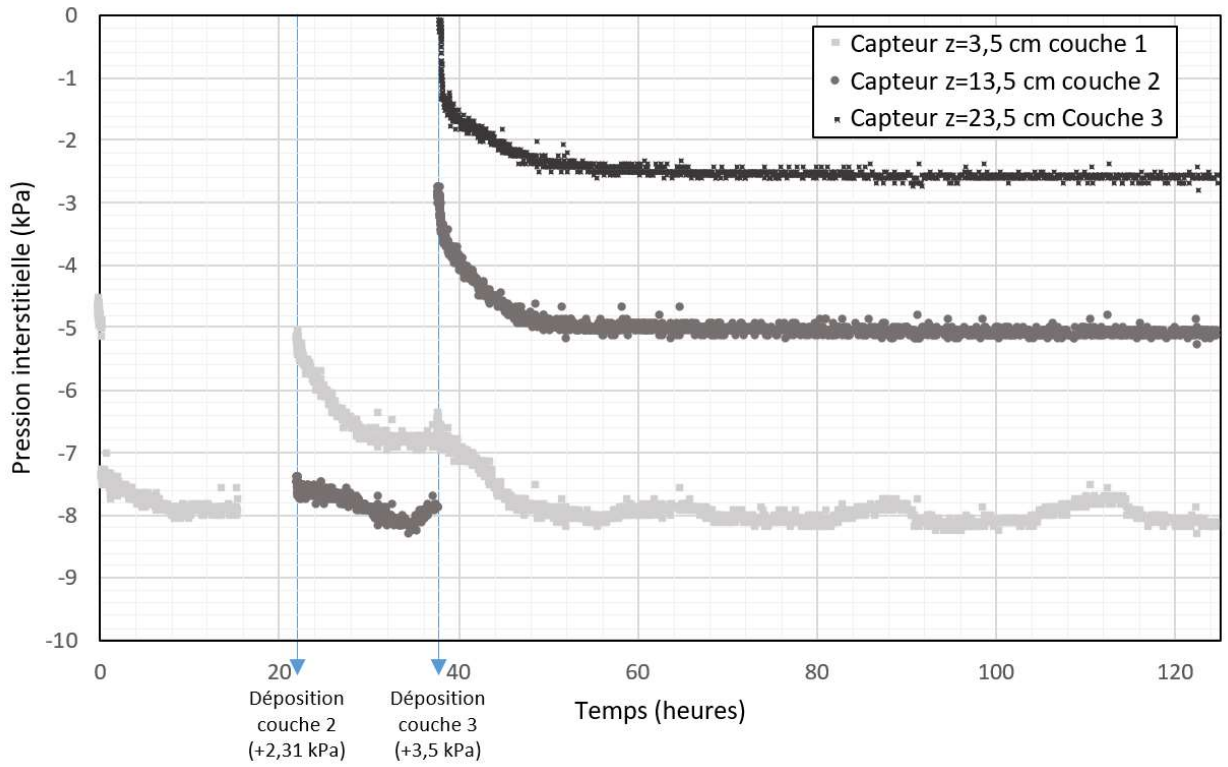


Figure 4.8: Suivi des pressions interstitielles au cours de l'essai C-3 mesurées par les capteurs de pression placés à des élévations z = 3,5 cm, z = 13,5 cm et z = 23,5 cm (au milieu des couches 1, 2 et 3 respectivement).

4.2.2 Tassements

Le tassement des essais de type A et B commençait à être mesuré 24 heures après la déposition des résidus dans la colonne afin de limiter l'impact du phénomène de sédimentation sur les résultats (tel qu'observé par Boudrias (2018) entre autres). Le chargement des essais de type C commençait lorsque les pressions interstitielles en excès dans les résidus, générées suite à la déposition des résidus dans la colonne, avaient été totalement dissipées.

Le tassement total de chaque échantillon pour tous les paliers de contrainte a été mesuré en continu (voir un exemple de mesures pour l'essai A-9 à la figure 4.9). Les déplacements les plus importants ont été mesurés pour les premiers paliers de chargement. La durée de chaque palier variait selon plusieurs contraintes expérimentales au laboratoire (nuits et fins de semaine en particulier). Certains déplacements continuaient à être mesurés après la dissipation des pressions interstitielles en excès. Ce phénomène a été observé en particulier au cours de certains paliers de chargement dont la durée excédait largement le temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles en excès (par exemple au palier 5 pour l'essai A-9).

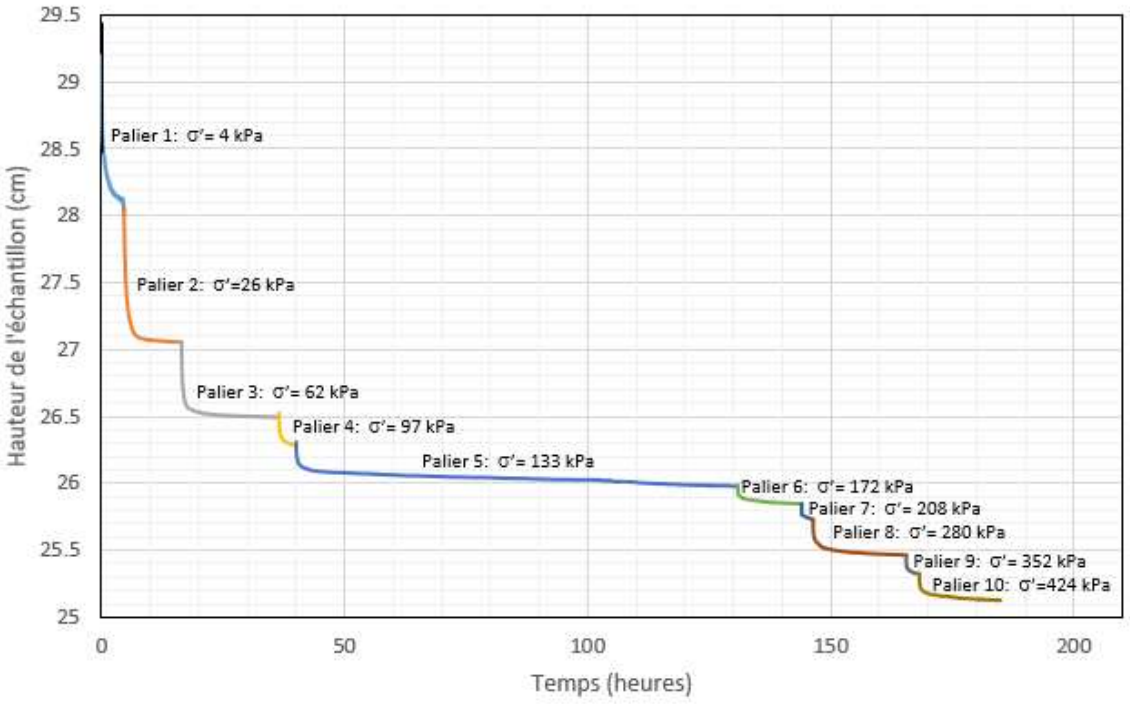


Figure 4.9: Variation de l'épaisseur de l'échantillon de l'essai de compression A-9 au cours des paliers de chargement et en fonction du temps.

La consolidation primaire (section 2.3.1) a été déterminée comme le déplacement total mesuré entre l'application de la charge à la surface de l'échantillon et la dissipation complète des pressions interstitielles en excès dans la colonne. La différence entre le tassement total mesuré et le tassement attribué à la consolidation primaire a été considérée comme du fluage (section 2.3.1) (Suthaker, 1997; Jeeravipoolvarn et al., 2008). La différence entre le tassement primaire et le tassement total augmentait avec la durée du palier (figure 4.10). Par exemple, le palier 5 de l'essai A-9 durait environ 90 heures et a montrait une différence d'environ 0,07 cm entre le tassement total et le tassement de consolidation primaire (soit 20% du déplacement total mesuré au cours de ce palier). Les autres essais de compression montraient un comportement similaire (Annexe I).

Seuls les tassements liés à la consolidation primaire ont été considérés dans l'analyse des résultats de cette étude.

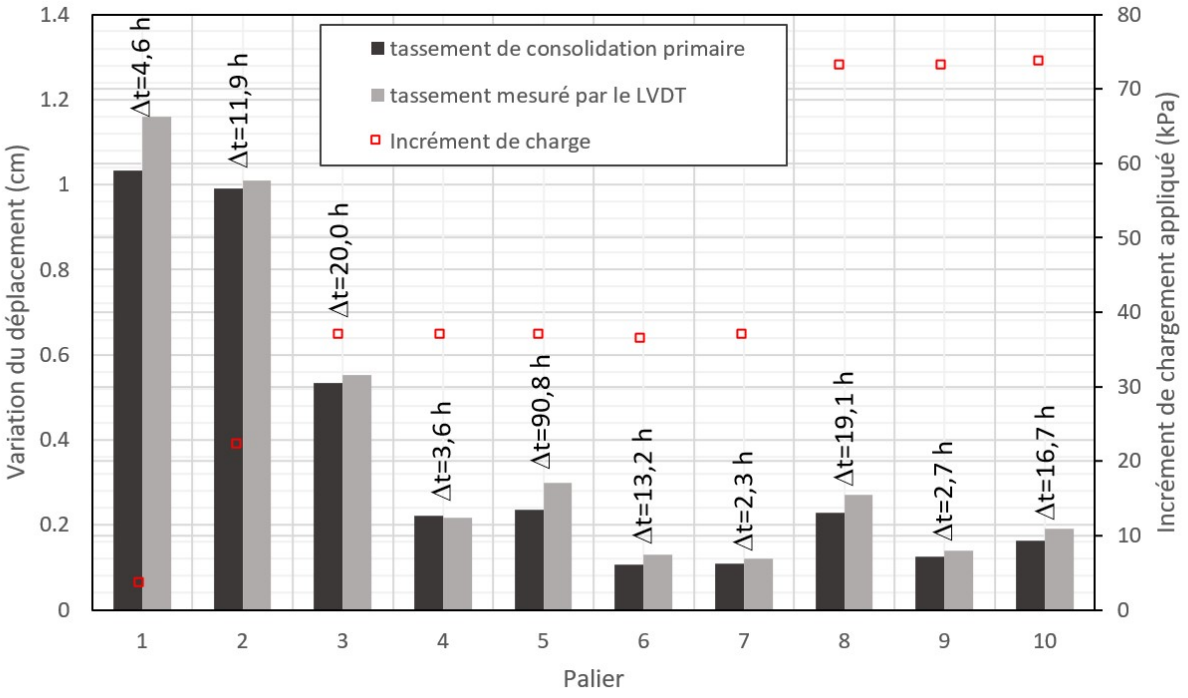


Figure 4.10: Comparaison du tassement attribué à la consolidation primaire et du tassement total lors de l'essai de consolidation en colonne A-9.

4.2.3 Paramètres de consolidation

L'indice des vides pour chaque palier de contrainte a été calculé à partir des variations d'épaisseurs mesurées dans les échantillons pour les essais de type A (figure 4.11 a), de type B (figure 4.11 b) et de type C (figure 4.11 c). L'indice de compression moyen a ensuite été déterminé à partir des pentes des courbes obtenues (section 2.3.2). L'indice de compression moyen Cc pour les essais de type A, B et C était respectivement de 0,12 (± 0,04), 0,09 (± 0,02) et 0,08 (± 0,02).

Les essais A-1 à A-5 ont été réalisés dans des conditions similaires et ont permis d'évaluer la reproductibilité des essais de type A. L'incertitude sur les indices de compression de ces essais était de 0,02 et correspondait à une variation de 15% de la valeur. Cette variation a été considérée suffisamment faible pour conclure que les essais étaient reproductibles. Pour comparaison, la variabilité des mesures d'indice de compression était de ±0,02 pour Boudrias (2018) et Essayad (2015), correspondant à 30 et 20% respectivement de la valeur moyenne mesurée. Les indices de compression étaient compris entre 0,11 et 0,13 et les coefficients de compressibilité variaient entre -1×10^{-4} et -4×10^{-2} kPa^{-1}pour des contraintes effectives comprises entre 1 et 485 kPa (tableau 4-6). Les indices des vides initiaux (24 heures après la déposition) et finaux (contrainte de 485 kPa) étaient compris respectivement entre 0,99 et 1,06 et entre 0,66 et 0,78.

Pour les essais B-1 à B-4, les indices des vides initiaux et finaux étaient compris entre 0,99 et 1,08 et 0,76 et 0,81, l'indice de compression était de 0,09 et les coefficients de compressibilité étaient compris entre -9×10^{-4} et -4×10^{-2} kPa^{-1} pour des paliers de contraintes compris entre 1 et 434 kPa (tableau 4-6).

Les essais de type C avaient des indices des vides initiaux et finaux compris entre 0,97 et 1,06 et 0,72 et 0,87, des indices de compression compris entre 0,06 et 0,10 et des indices de compressibilité compris entre -8×10^{-4} et -2×10^{-2} kPa^{-1} pour des paliers de contraintes compris entre 1 et 434 kPa (tableau 4-6).

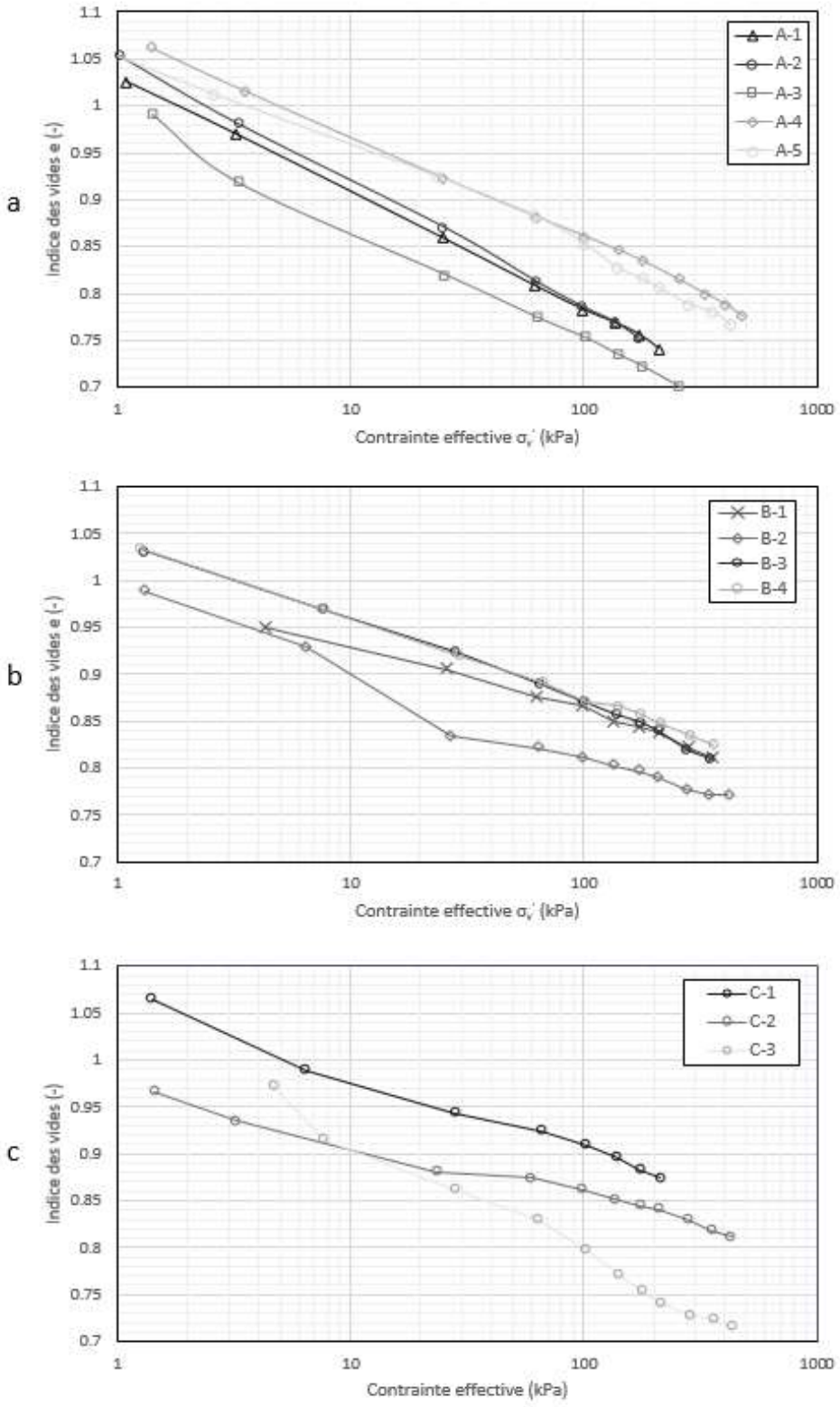


Figure 4.11: Courbes de consolidation des essais de compression en colonne a) de type A, b) de type B et c) de type C.

Tableau 4-6: Paramètres de consolidation des essais de compression : Contrainte effective initiale (σ'_{min}), contrainte effective maximale (σ'_{max}), indice des vides initial (e_o), indice des vides final (e_f), indice de compression (C_c), coefficient de compressibilité minimal ($a_{v\ min}$) et coefficient de compressibilité maximal ($a_{v\ max}$).

Essai	σ'_{min}	σ'_{max}	e_o	e_f	C_c	$a_{v\ min}$	$a_{v\ max}$
	kPa	kPa	-	-		kPa^{-1}	kPa^{-1}
A-1	1,1	210,3	1,03	0,74	0,13	-3,4E-04	-2,7E-02
A-2	1,0	173,3	1,05	0,75	0,12	-4,5E-04	1,5E-02
A-3	1,4	484,5	0,99	0,66	0,12	-1,2E-04	-3,8E-02
A-4	1,4	483,7	1,06	0,78	0,11	-1,6E-04	-2,2E-02
A-5	0,8	427,0	1,06	0,77	0,11	-1,0E-04	-2,8E-02
A-6	0,9	436,5	1,01	0,72	0,11	-1,6E-04	-1,6E-02
A-7	0,9	430,6	1,04	0,62	0,12	-1,5E-04	-1,2E-01
A-8	0,9	428,6	1,19	0,79	0,16	-1,5E-04	-3,8E-02
A-9	1,1	424,4	1,04	0,78	0,10	-1,6E-04	-2,5E-02
A-10	1,29	417,7	1,07	0,75	0,14	-1,8E-04	-6,5E-03
B-1	1,0	427,6	1,08	0,76	0,09	-1,3E-04	-4,0E-02
B-2	1,3	418,4	0,99	0,76	0,09	-9,1E-05	-1,2E-02
B-3	1,3	423,9	1,03	0,80	0,09	-1,3E-04	-1,0E-02
B-4	1,3	433,6	1,03	0,81	0,09	-1,2E-04	-1,0E-02
C-1	1,41	212,0	1,06	0,87	0,08	-2,4E-04	-1,5E-02
C-2	1,44	429,5	0,97	0,81	0,06	-8,2E-05	-1,7E-02
C-3	4,68	434,0	0,97	0,72	0,10	-8,4E-05	-1,8E-02

Les indices de compression mesurés étaient compris entre 0,085 et 0,093 pour les essais de type B, et entre 0,057 et 0,104 pour les essais de type C (les essais B et C étaient drainés à la base et au sommet de l'échantillon). Ces résultats étaient relativement similaires, mais sensiblement plus faibles que pour les essais de type A (drainé uniquement par le sommet) pour lesquels C_c étaient compris entre 0,10 et 0,16 (figure 4.12). La pente de la courbe de consolidation des essais de type C ($R^2 = 0,98$) variait au cours de l'essai comparativement aux essais de type A et B où la pente était davantage constante (R^2 compris entre 0,99 et 1) ; une cassure de la courbe de consolidation était visible entre les paliers 3 et 4 de l'essai C-2 sans raison apparente (figure 4.12).

L'indice de recompression a été mesuré pour certains essais (A-7 à A-9 et B-2 à B-4). L'indice de recompression moyen était de 0,004 (± 0,001) pour les essais de type A et de 0,017 (± 0,005) pour les essais de type B (figure 4.13).

La durée de la consolidation primaire était deux fois plus rapide pour les essais doublement drainés de type B (figure 4.7).

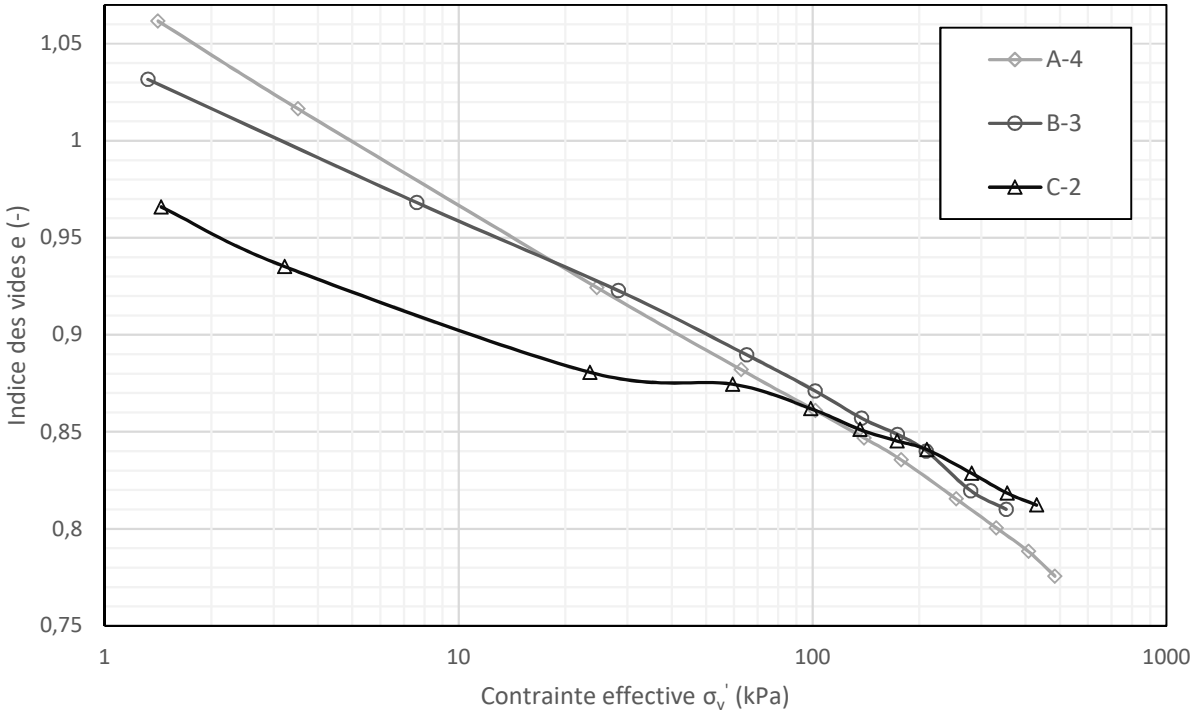


Figure 4.12: Courbes de consolidation des essais A-4, B-3 et C-2.

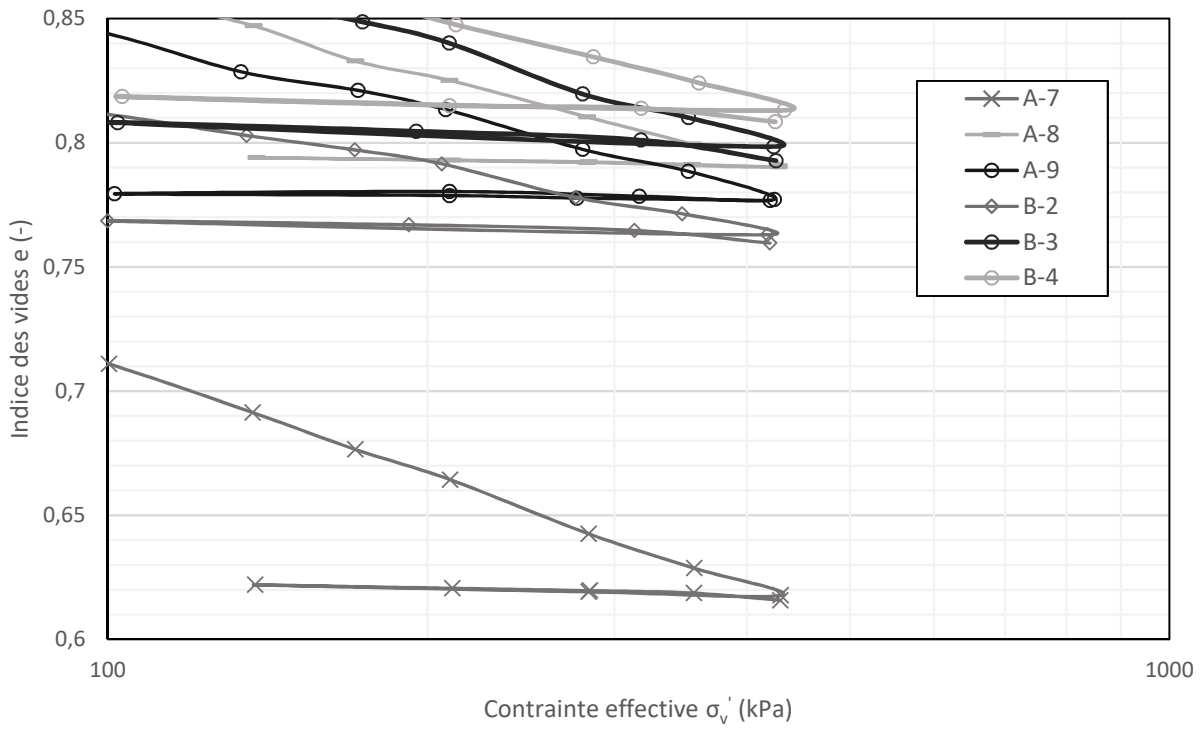


Figure 4.13: Courbes de recompression des essais de compression A- 7 à A- 9 (type A) et B- 2 à B- 4 (type B).

4.2.4 Effet de l'épaisseur et de la teneur en eau initiales

L'épaisseur initiale de l'échantillon ne semblait pas avoir d'influence marquée sur les paramètres de compression (figure 4.14). Ainsi, le même indice de compression $C_c = 0{,}110$ a été mesuré pour l'essai A-4 ($h_{ini} = 35{,}1$ cm) et A-6 ($h_{ini} = 21{,}4$ cm) et un indice de compressions d'environ 0,09 a été mesuré pour les essais B-1 ($h_{ini} = 25{,}8$ cm) et B-3 ($h_{ini} = 32{,}0$ cm). Les indices des vides étaient plus faibles dans l'essai A-6 que dans l'essai A-4, car les échantillons avaient été préparés à une teneur en eau initiale plus faible (36,6% contre 38,9% respectivement). L'essai B-1 et B-3 ont été préparés à des teneurs en eau similaires de 36,6% et 35,8%.

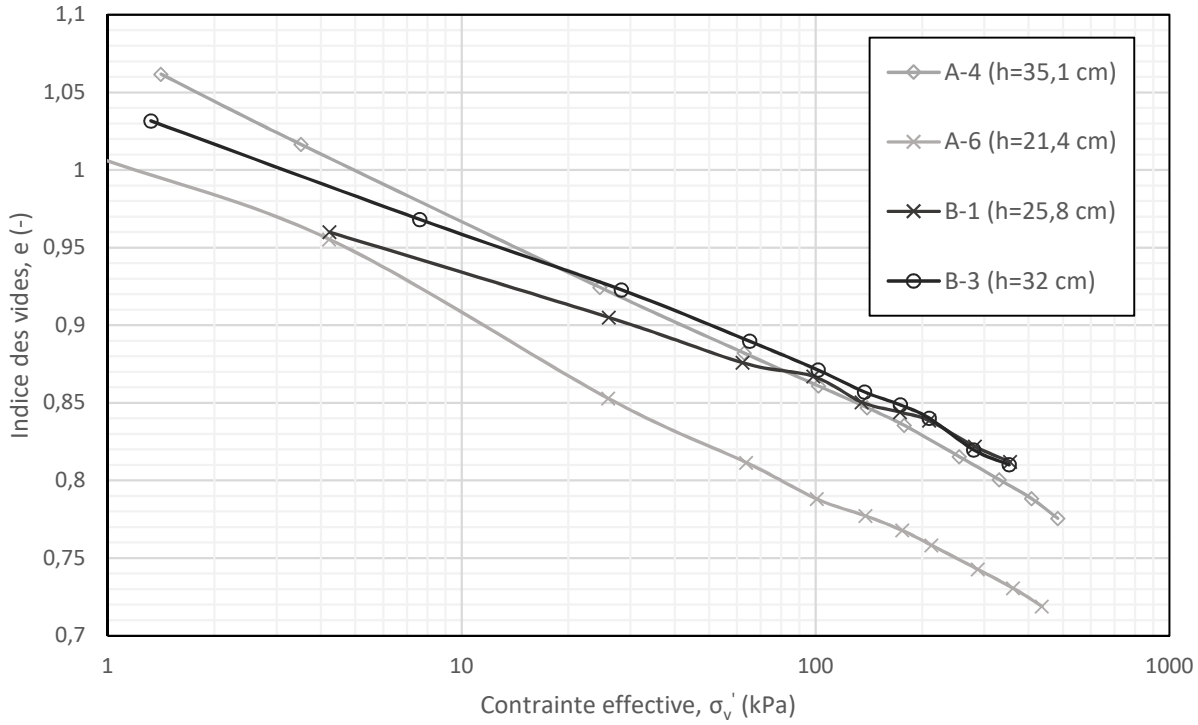


Figure 4.14: Courbes de consolidation des essais de compression en colonne de type A (A-4 et A-6) et B (B-1 et B-3) pour des épaisseurs initiales d'échantillon différentes. Les essais ont été préparés teneurs en eau initiales similaires comprises entre 36 et 39%.

La teneur en eau initiale des résidus ne semblait pas avoir d'influence marquée sur la consolidation des résidus pour des contraintes élevées (figure 4.15). Les échantillons de l'essai A-8 et de l'essai A-4 avaient par exemple été préparés à deux teneurs en eau initiales de 28,7% et 38,9% respectivement. Un indice de compression plus important (C_c = 0,17) a été mesuré au début de l'essai A-8 (contraintes effectives de 0 à 100 kPa), mais il diminuait à 0,12 à la fin de l'essai (contraintes effectives de 100 à 450 kPa). Ce dernier résultat était similaire à l'essai A- 4 (C_c = 0,11) et correspondait à la valeur moyenne des essais de compression de type A (C_c = 0,12).

La réduction de teneur en eau massique des résidus lors de la déposition entrainait une diminution du degré de saturation lors de leur déposition dans la colonne (par exemple S_r = 69% pour l'essai A- 8 pour une teneur en eau initiale w = 28%). Des poches d'air étaient également observés dans la colonne lorsque le matériel n'était pas saturé. L'indice de compression de l'essai A- 8 était

de 0,16, soit 0,05 de plus que pour l'essai A- 4. Toutefois, l'indice de compression de l'essai A- 8 redevenait identique à celui de l'essai A- 4 (C_c = 0,11) pour des contraintes supérieures à 100 kPa. La variation de l'indice de compression de l'essai A- 8 pourrait être justifiée par la moins grande résistance du sol en présence de poches d'air et leur disparition progressive suite à l'augmentation des contraintes.

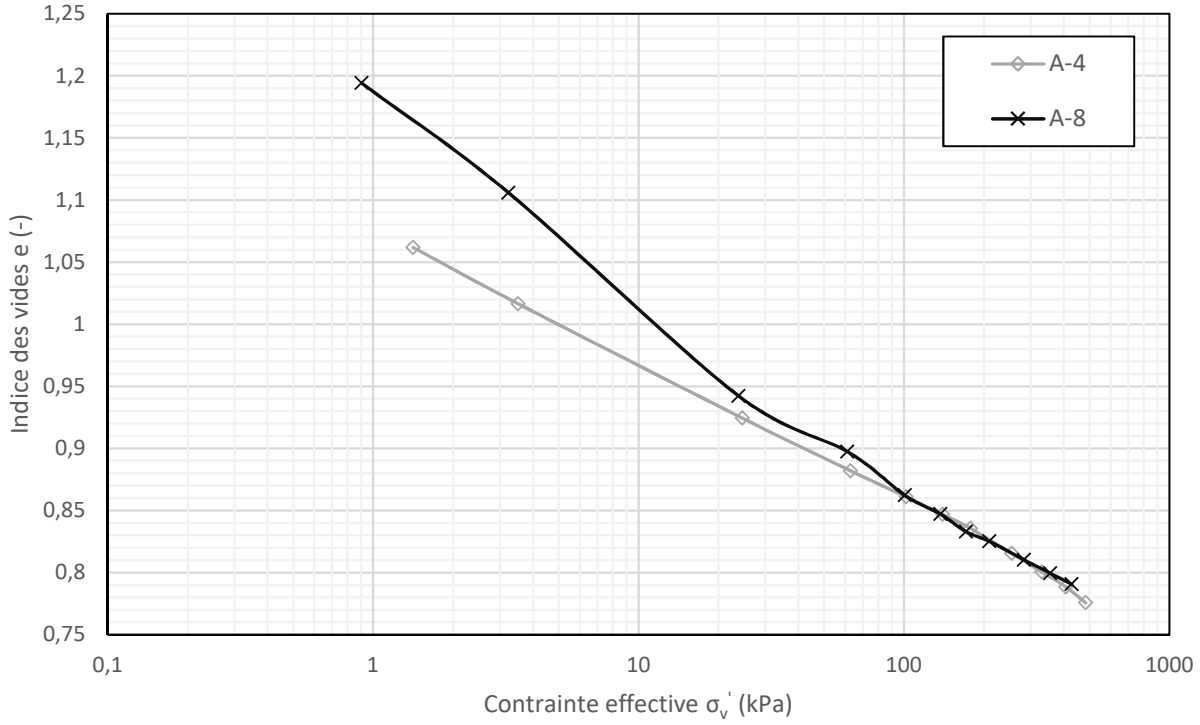


Figure 4.15: Effet de la teneur en eau initiale sur la courbe de consolidation des essais de type A. Les résultats des essais A-4 (w_{ini} = 38,9%) et A-8 (w_{ini} = 27,6%) sont présentés.

4.2.5 Module de Young

Les modules de Young des résidus Westwood ont été calculés à partir de l'équation 2.37 présentée à la section 2.3.2. Cette équation relie le coefficient de Poisson ν et le coefficient de compressibilité volumique m_v au module de Young E à partir de la définition du module contraint M_c. Le coefficient de Poisson a été calculé au moyen des relations du coefficient des terres de Bowles (1996) ($K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$) et de Jacky (1948) ($K_o = 1 - sin\phi'$) (Yang, Li, & Aubertin, 2018). Un coefficient de Poisson de 0,29 a été déterminé en considérant l'angle de frottement interne de 36°

mesuré au laboratoire (section 4.1.6). Les modules de Young ont été calculés pour chaque palier de contrainte des 17 essais de compression en colonne réalisés (figure 4.16) et étaient compris entre 13 kPa et 17341 kPa pour des contraintes effectives verticales comprises entre 1,4 kPa et 485 kPa. La relation entre la contrainte effective et le module de Young a pu être exprimée au moyen de l'équation polynomiale 4.1 avec un coefficient de détermination R^2 de 0,91.

$$E = 17{,}2\ \sigma_v'^{1{,}08} \tag{4.1}$$

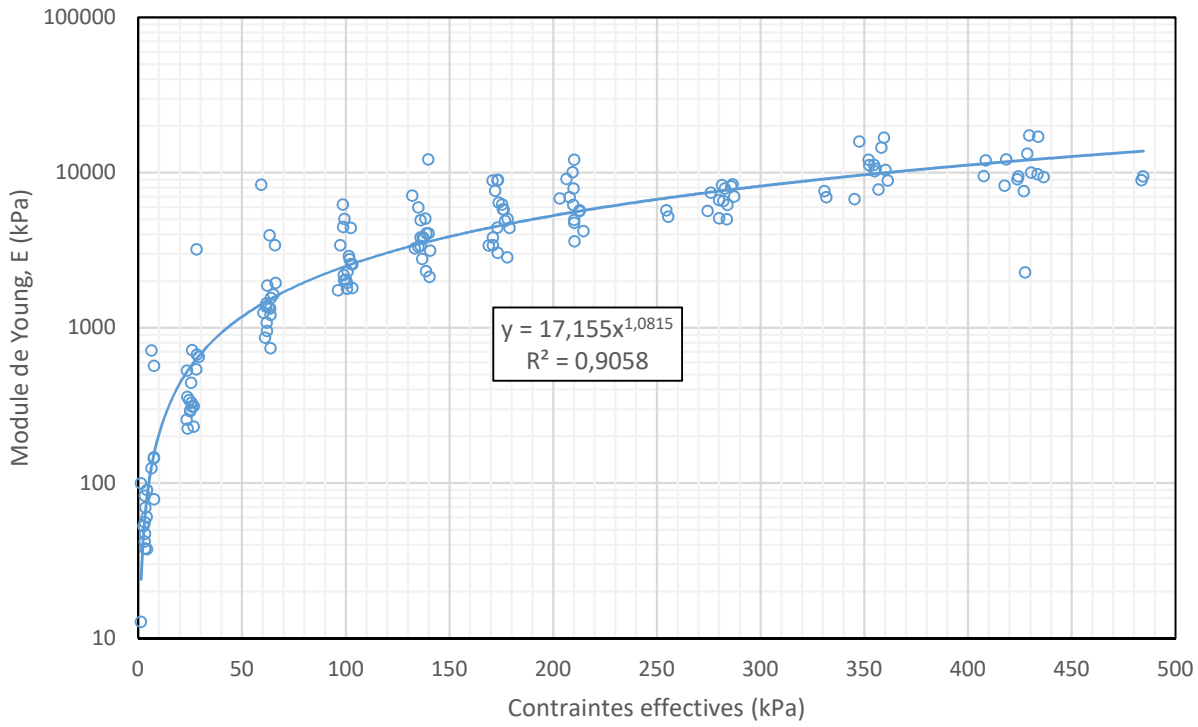


Figure 4.16: Module de Young estimé en fonction de la contrainte effective verticale pour tous les essais de compression en colonne réalisés dans le cadre de cette étude.

4.2.6 Coefficient de consolidation c_v

Les coefficients de compression c_v ont été calculés selon la méthode de Casagrande et la méthode de Taylor pour tous les paliers de chargement des 17 essais de compression en colonne. La moyenne des coefficients de compression pour chaque palier a été utilisée pour comparer les deux méthodes (figure 4.17).

Les coefficients de consolidation estimés avec la méthode de Casagrande (section 2.3.3) étaient compris entre 0,2 et 8,6 cm^2/s et avaient tendance à augmenter avec le chargement pour les premiers paliers jusqu'à une contrainte effective d'environ 160 kPa. Les coefficients de consolidation oscillaient ensuite autour d'une valeur plus ou moins constante de 3,4 cm^2/s avec une dispersion importante (figure 4.17). Les coefficients de consolidation déterminés avec la méthode de Taylor (section 2.3.3) étaient compris entre 0,7 et 12,4 cm^2/s. Les coefficients de consolidation calculés avec cette méthode avaient aussi tendance à augmenter pour les premiers paliers de contrainte ($\sigma' < 280$ kPa), puis à se stabiliser autour d'une valeur de 4,9 cm^2/s (figure 4.17). Les coefficients de consolidation déterminés avec la méthode de Taylor et de Casagrande pour les contraintes inférieures à 150 kPa étaient très similaires (différence $\leq 0{,}2$ cm^2/s), mais étaient supérieurs avec la méthode de Taylor pour les contraintes supérieures à 150 kPa.

Les coefficients de consolidation mesurés permettaient d'estimer la conductivité hydraulique saturée de l'échantillon pour chaque palier de contrainte (équations 2.33 et 2.39).

Les conductivités hydrauliques saturées obtenues à partir des coefficients de consolidation ont été comparées aux modèles prédictifs KC (Chapuis & Aubertin, 2003), et KCM (Mbonimpa et al., 2002). Les valeurs de k_{sat} étaient comprises entre 2×10^{-8} m/s et 5×10^{-5} m/s et se situaient généralement dans un intervalle d'un ordre de grandeur autour des conductivités hydrauliques prédites par les modèles KC et KCM (figure 4.18).

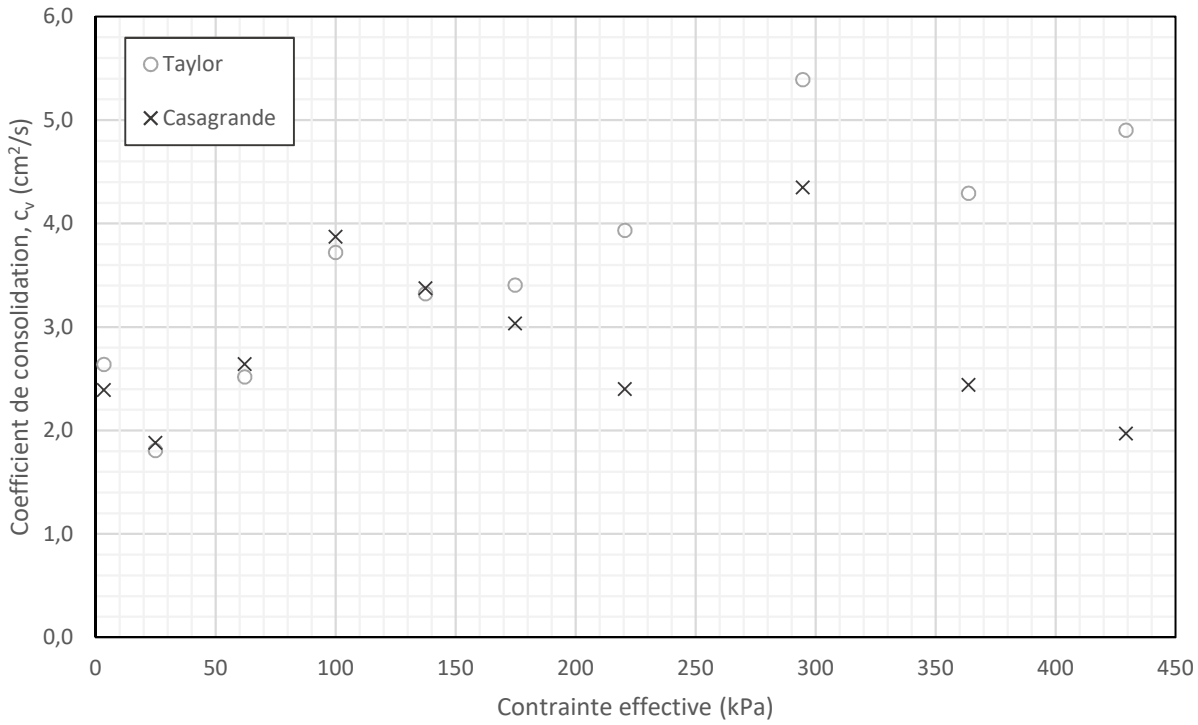


Figure 4.17: Coefficients de consolidation des essais de compression en colonne calculés selon la méthode de Casagrande et la méthode de Taylor pour des contraintes effectives comprises entre 3 et 430 kPa. Les valeurs présentées pour chaque palier de contraintes représentent la moyenne de l'ensemble des coefficients de consolidation calculés pour chacun des 17 essais en colonnes.

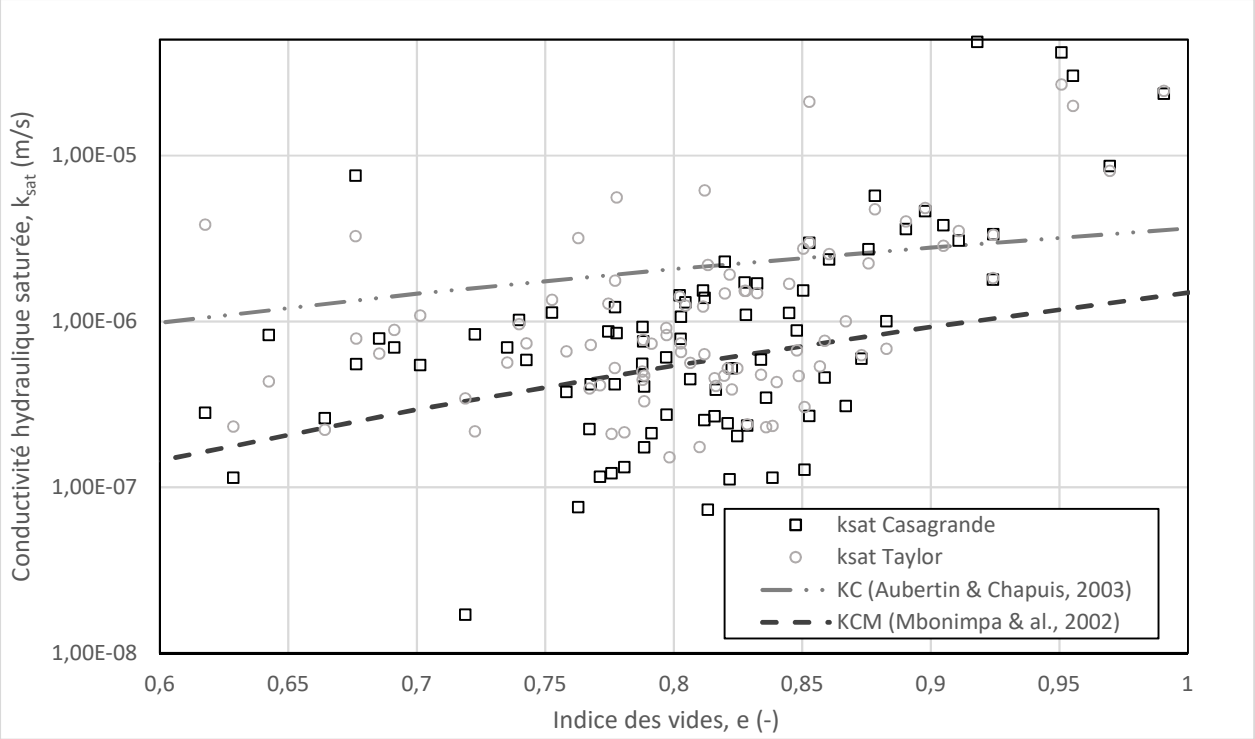


Figure 4.18: Conductivités hydrauliques saturées calculées à partir des coefficients de consolidation déterminés par les essais de compression en colonne en fonction de l'indice des vides. Les résultats de laboratoire sont comparés aux modèles prédictifs KC (Aubertin et Chapuis, 2003) et KCM (Mbonimpa et al., 2002).

4.2.7 Conductivités hydrauliques saturées mesurées pendant l'essai de compression

La conductivité hydraulique saturée des résidus a également été mesurée au cours de certains essais de compression (A-4 et A-10) en colonne pour différents paliers de contraintes (section 3.2.2.3).

Les conductivités hydrauliques saturées mesurées étaient plus faibles que celles prédites par les modèles Kozeny-Carman modifié (Mbonimpa et al., 2002) et Kozeny-Carman (Chapuis & Aubertin, 2003). Par exemple, les modèles KC et KCM prédisaient des conductivités hydrauliques saturées de 8×10^{-7} m/s et 3×10^{-6} m/s respectivement pour un indice des vides de 0,86, alors qu'une conductivité hydraulique saturée de 1×10^{-7} m/s a été mesurée au laboratoire (essai A-10). Les conductivités hydrauliques saturées mesurées pendant les essais de compression en colonne

avaient tendance à diminuer avec l'indice des vides (figure 4.19). Par exemple, la conductivité hydraulique saturée mesurée au palier 3 (e = 0,88) de l'essai A-4 ($k_{sat} = 2 \times 10^{-7}$ m/s) a diminué jusqu'à 1×10^{-7} m/s au palier 9 (e = 0,79). La tendance (ou la courbure) des mesures de conductivité hydraulique était cependant très similaire à celle du modèle Kozeny-Carman modifié (i.e. elles suivaient bien la tendance ($e^5 / (1 + e)$); (Mbonimpa et al., 2002). Le modèle KCM a donc été ajusté afin de mieux prédire la conductivité hydraulique saturée au cours d'un essai de compression en colonne (modèle KCM ajusté) (équation 4.2) (RMSE = 1×10^{-8} m/s).

$$k_{\text{ajusté}} = 5 \times 10^{-7}\left(\frac{e^5}{1+e}\right) \tag{4.2}$$

L'équation 4.2 a été utilisée afin de définir la fonction de conductivité hydraulique saturée (en m/s) en fonction de l'indice des vides dans les simulations numériques des essais de compression en colonne (section 4.3). La conductivité hydraulique saturée des résidus pouvait aussi être exprimée en fonction de l'indice des vides selon la relation $k = C\ e^D$ (Somogyi, 1979) (tableau 4-7).

Tableau 4-7: Paramètres C et D de l'équation de la conductivité hydraulique saturée en fonction de l'indice des vides de (Somogyi, 1979) pour les résidus Westwood, les résidus de sables bitumineux et des résidus d'une mine de bauxite.

	C (m/s)	*D (-)*
Essai A-4	2×10^{-7}	3,7
Essai A-8	5×10^{-7}	5,8
Résidus sable bitumineux *(Jeeravipoolvarn et al., 2008)*	7×10^{-6}	3,8
Résidus haute teneur en eau *(Swarbrick, 1992)*	20	3,8

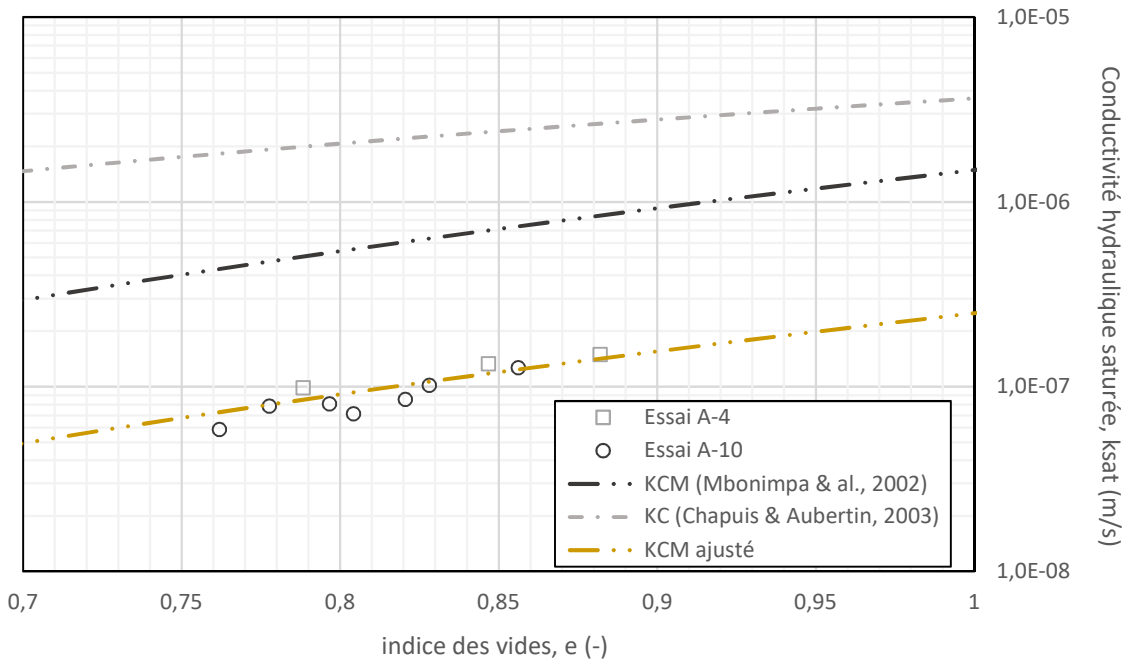


Figure 4.19: Conductivité hydraulique saturée mesurée au cours des essais de compression en colonne A-4 et A-11 et prédite avec les modèles KC (Chapuis & Aubertin, 2003)et KCM (Mbonimpa et al., 2002) et le modèle Kozeny-Carman modifié ajusté aux résultats expérimentaux (KCM ajusté).

4.3 Simulation numérique des essais de laboratoire

Les résultats de l'essai de compression en colonne A-4 ont été utilisés pour calibrer les paramètres du modèle numérique réalisé avec le code SIGMA/W (Geoslope, 2018) (section 3.3.1). Le déplacement total, les indices de vides et les pressions interstitielles simulées ont été comparés aux résultats expérimentaux. Les résultats de l'essai de compression en colonne de type B (Essai B-3) et de type C (Essai C-2) ont ensuite été utilisés pour valider les paramètres calibrés précédemment.

4.3.1 Calibration des simulations numériques (Essai A-4)

Le modèle axisymétrique de l'essai A-4 était composé de 576 éléments rectangulaires d'approximativement 0,55 cm de hauteur et de largeur (figure 4.20). Les déplacements horizontaux étaient fixés pour toutes les frontières du modèle et les déplacements verticaux étaient fixés uniquement à la base de la colonne (Y = 0 m). La pression d'eau a été fixée à 0 kPa au sommet des résidus afin de permettre un drainage vertical et de simuler le niveau d'eau constant maintenu au sommet de la colonne pendant l'essai. Une analyse SEEP/W en régime permanent a été réalisée afin de définir les pressions interstitielles initiales dans les résidus (conditions initiales, t = 0). Un indice des vides initial de 1,06, une hauteur initiale de 33,9 cm et un poids volumique des résidus de 18,7 kN/m^3 ont également été définis comme conditions initiales sur la base des mesures réalisées au laboratoire. Les 10 paliers de chargements croissants compris entre 2 et 482 kPa ont été simulés dans les modèles au moyen d'une fonction de contrainte appliquée au sommet des résidus (figure 4.21).

La durée du premier palier de l'essai A-4 n'était pas suffisante pour dissiper en totalité les pressions interstitielles (section 4.2.2), mais a été conservée dans les simulations afin d'obtenir des résultats plus représentatifs (tableau 4-8).

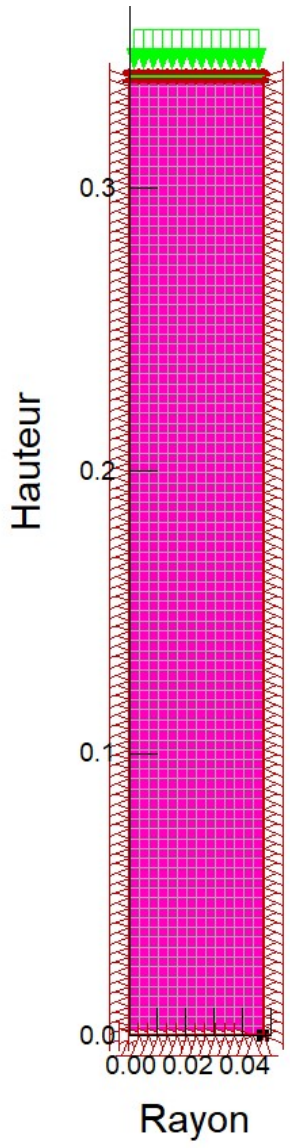


Figure 4.20: Géométrie du modèle numérique de l'essai de compression A-4 sur le logiciel SIGMA/W.

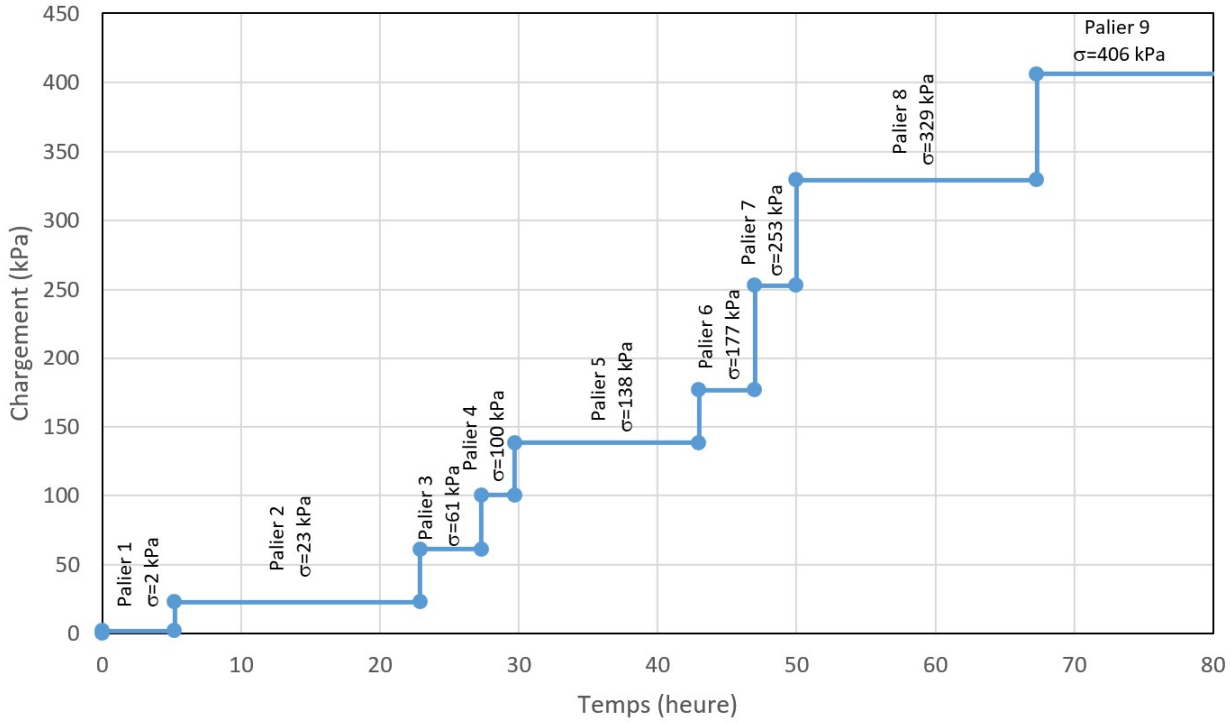


Figure 4.21: Fonction de contrainte de l'essai de compression en colonne A-4.

Tableau 4-8: Durée des paliers simulés (en heures) dans la simulation numérique de l'essai de compression en colonne A-4.

Palier	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*
Durée du palier (h)	5,2	17,7	4,4	2,4	13,3	4	3	17,3	81

La variation de conductivité hydraulique saturée en fonction de l'indice des vides a été définie dans les modèles au moyen du modèle prédictif ajusté à partir des essais de perméabilité réalisés au cours des essais de compression en colonne (équation 4.2).

Le comportement des résidus Westwood a été simulé au moyen du modèle de comportement Cam Clay modifié (CCM). Les paramètres du modèle ont été ajustés afin de reproduire de manière réaliste les comportements observés (section 3.3.1).

L'indice de compression, l'indice des vides initiales, l'angle de friction interne, le poids volumique, l'indice de recompression et le coefficient de Poisson du modèle de comportement CCM ont été

calibrés (ajustés) afin de minimiser la valeur du RSME calculé sur l'indice des vides final de chaque palier (section 3.3.1). Le RMSE a aussi été calculé sur les déplacements afin de s'assurer que les paramètres calibrés permettaient également de reproduire de manière réaliste les tassements (tableau 4-9).

L'indice de compression (calculé selon les contraintes effectives au centre de la colonne et le déplacement total) (C_c= 0,11 ; λ=0,048) (section 4.2.3), l'angle de friction interne (ϕ= 36^o) (section 4.1.6), le coefficient de Poisson (ν= 0,29) (section 4.1.6), l'indice de recompression (C_r = 0,004 (κ=0,009)) (section 4.2.3) et le poids volumique des résidus (γ= 18,7 kN/m^3) calibrés correspondaient aux mesures expérimentales et calculées et n'ont pas été modifiés. L'indice des vides initial a été abaissé de 1,060 à 1,055, soit une différence de 0,5%. Les déplacements étaient prédits avec un RMSE inférieur ou égal à 0,052 cm.

Les résultats des simulations numériques présentés par la suite ont été obtenus avec les paramètres calibrés.

Tableau 4-9: Calibration des paramètres de consolidation des résidus utilisés pour modéliser la consolidation ; e : indice des vides, λ: paramètre relié à l'indice de compression, e_o : indice des vides initial, ϕ: angle de frottement interne, γ: poids volumique des résidus, κ: paramètre relié à l'indice de recompression et ν: coefficient de Poisson.

	Paramètres	RSME sur e (-)	RMSE sur déplacements (cm)
λ (-)	0.048*	0.0036	0.051
	0.044	0.0162	0.041
	0.051	0.0136	0.096
e_o (-)	1.06	0.0065	0.050
	1.05	0.0058	0.053
	1.055*	0.0036	0.051
ϕ (°)	36*	0.0036	0.051
	35	0.0036	0.053
	38	0.0038	0.049
γ (kN/m^3)	18.7*	0.0036	0.051
	18.6	0.0036	0.052
	18.8	0.0037	0.050
κ (-)	0.009*	0.0035	0.052
	0.004	0.0037	0.051
	0.007	0.0036	0.051
ν (-)	0.29*	0.0035	0.052
	0.27	0.0035	0.053
	0.31	0.0035	0.052

*: valeur retenue

valeur surlignée : valeur mesurée expérimentalement

4.3.2 Essais de compression en colonne avec résidus saturés

Les pressions interstitielles simulées représentaient de manière réaliste les mesures expérimentales. Ainsi, elles augmentaient rapidement (environ 30 s) au début de chaque palier de contrainte, puis diminuaient progressivement jusqu'à l'équilibre hydrostatique. Les pressions interstitielles simulées reprenaient entièrement l'augmentation de contraintes pour chaque palier de contrainte ($\Delta u_{simulés} = \Delta\sigma_{appliquées}$) (figure 4.22) contrairement aux pressions interstitielles mesurées au laboratoire (section 4.2.2). Des pressions interstitielles en excès maximales de 39,0 kPa ont par exemple été simulées à h= 23,5 cm lors du palier 4 de l'essai A-4, pour une contrainte de 100 kPa ($\Delta\sigma_{appliquées}$ = 39 kPa). Les pressions interstitielles en excès simulées se dissipaient plus rapidement au sommet des résidus (h= 33,5 cm) qu'à la base de la colonne (h= 0 cm). Par exemple, les temps

requis pour dissiper en totalité les pressions interstitielles en excès (u= 0 kPa) dans le modèle étaient de 0,4 heure au sommet des résidus, de 1,7 heure à une élévation de 23,5 cm et de 1,9 heure à la base des résidus pour le palier 3 de l'essai A-4 (figure 4.23). Le temps mesuré pour dissiper les pressions en excès à une élévation de 23,5 cm était de 3,6 heures, soit une valeur sensiblement plus élevée que dans les simulations.

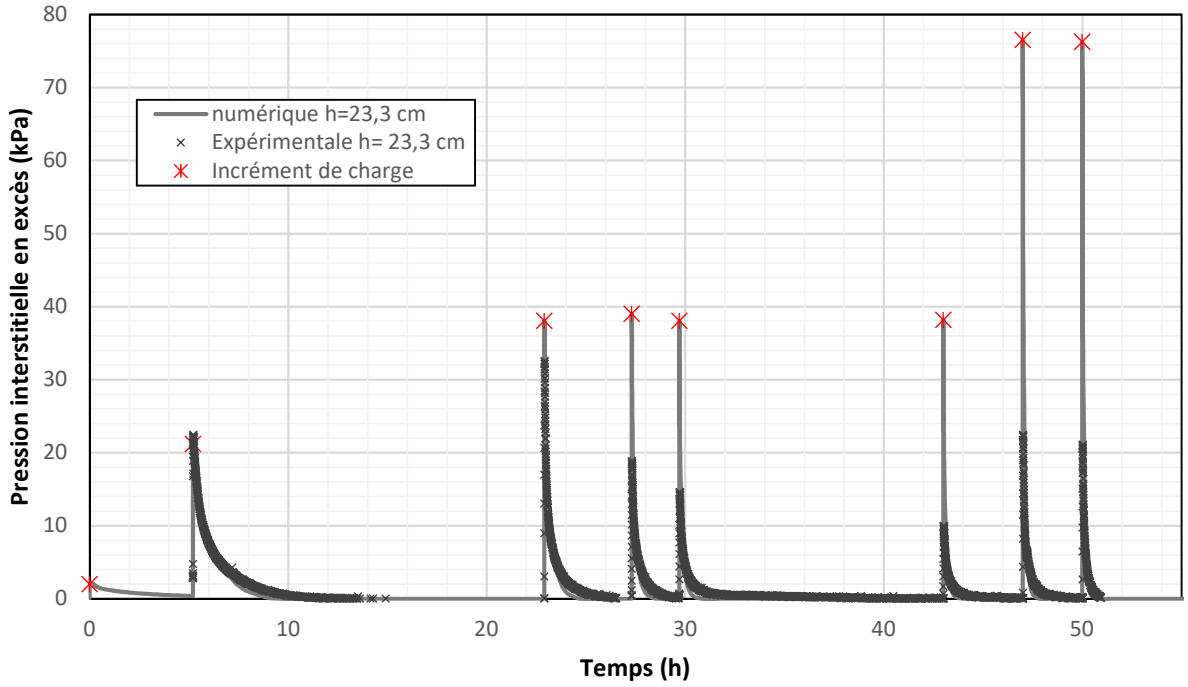


Figure 4.22: Pressions interstitielles mesurées et simulées à h=23 cm dans l'essai de compression en colonne A-4.

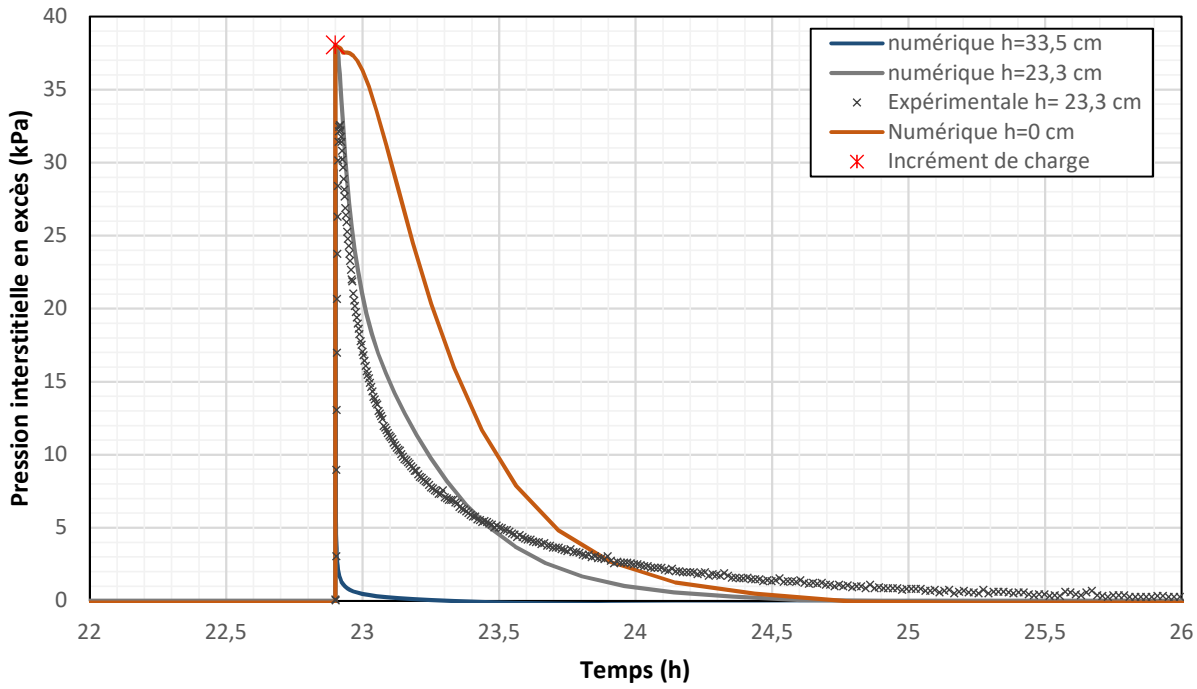


Figure 4.23: Pressions interstitielles en excès générées lors du palier 3 de l'essai A-4 à h= 0 cm, h= 23,5 cm et h= 33,5 cm.

L'indice des vides moyen simulé dans la colonne correspondait bien à l'indice des vides mesuré pendant l'essai de compression (figure 4.24). La différence moyenne entre les indices des vides moyens simulés et expérimentaux était de 0,004. Les indices des vides simulés au sommet de la colonne étaient plus faibles que les indices des vides moyens de la colonne (figure 4.24). Par exemple, l'indice des vides au sommet des résidus pour le deuxième palier de l'essai A-4 était de 0,91 alors que l'indice des vides moyen était de 0,93 et de 0,96 à la base de la colonne.

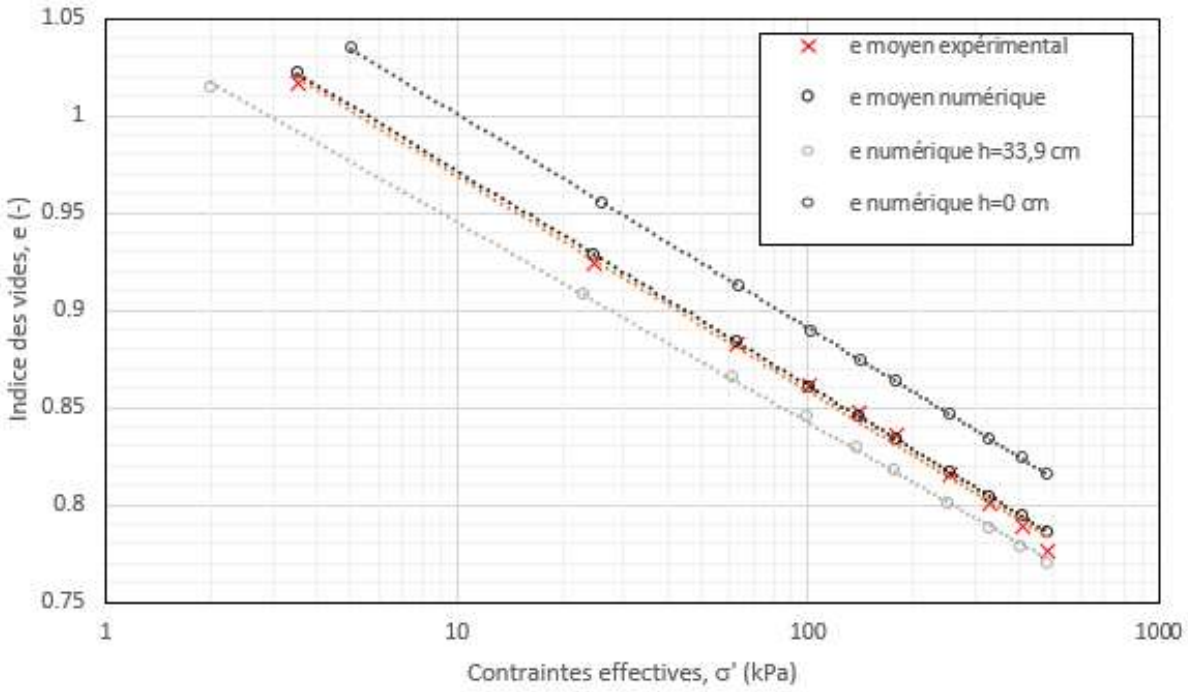


Figure 4.24: Comparaison des indices des vides mesurés expérimentalement et des indices des vides simulés pour différentes contraintes appliquées. Les indices des vides moyens, à h= 0 cm et à h= 33,9 cm sont présentés.

Les déformations verticales moyennes simulées étaient sensiblement supérieures à celles mesurées au laboratoire, mais demeuraient relativement proches et la différence maximale entre les déformations verticales simulées et mesurées lors de l'essai A-4 ne dépassait pas 8% de la déformation verticale maximale (figure 4.25).

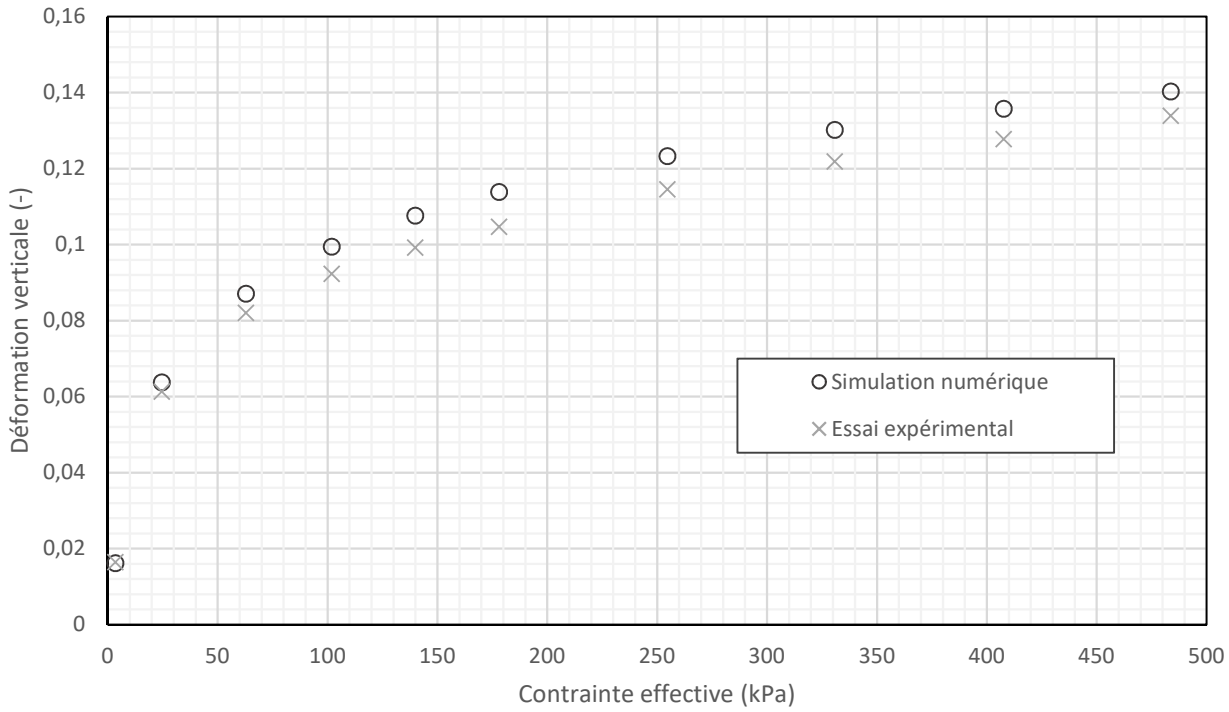


Figure 4.25: Déformations verticales moyennes expérimentales et simulées en fonction de la contrainte appliquée pour l'essai de compression en colonne A-4.

Les déplacements simulés représentaient assez bien les déplacements mesurés pour l'essai A-4 (figure 4.26). Les simulations numériques prédisaient parfois des déplacements plus élevés (Δ < +0,09 cm ; paliers 2 à 6) et parfois plus faibles (Δ < -0,02 cm ; palier 1,7,8 et 9), mais la différence maximale entre les déplacements mesurés et simulés ne dépassait pas 0,09 cm. Les simulations numériques prédisaient des déplacements plus proches des valeurs mesurées pour des contraintes plus élevées. La différence maximale des trois derniers paliers ($\sigma' \geq 250$ kPa) était ainsi de 6% tandis que la différence maximale pour les six premiers paliers était de 16%.

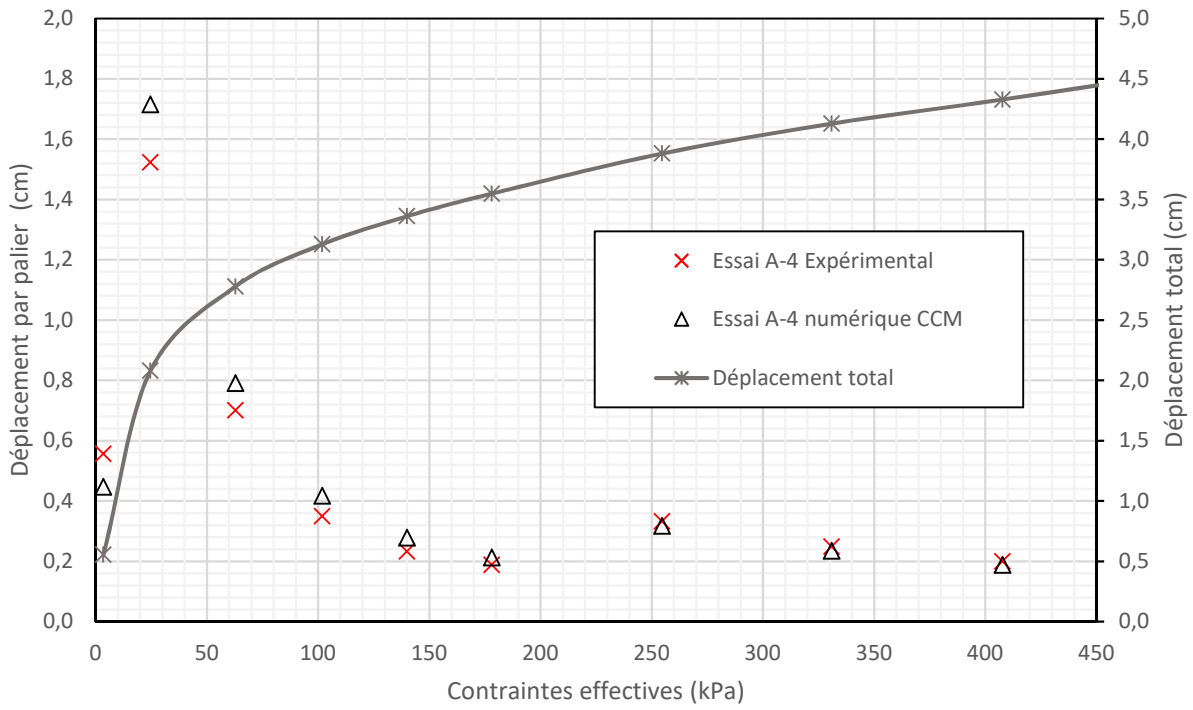


Figure 4.26: Déplacements par palier mesurés et simulés avec le modèle de comportement Cam Clay modifié.

Les simulations ont été réalisées avec l'indice de compression mesuré pour l'essai A-4 (C_c = 0,11). La valeur moyenne des indices de compression de essais de type A (C_c = 0,12) a aussi été utilisée afin de prédire de façon plus générale le comportement des résidus miniers Westwood. Les déplacements simulés avec le C_c moyen des essais de type A étaient supérieurs aux déplacements simulés avec le C_c spécifique mesuré pendant l'essai A-4 (figure 4.27). L'écart entre les déplacements mesurés et simulés était de 0,09 cm ($C_{c\ A\text{-}4}$) et de 0,31 cm ($C_{c\ moy\ A}$) pour le palier 2 et de 0,09 cm ($C_{c\ A\text{-}4}$) et 0,19 cm ($C_{c\ moy\ A}$) pour le palier 3. Les différences entre les déplacements simulés et les déplacements expérimentaux étaient semblables pour les autres paliers (déplacements ≤ 0,08 cm). Ainsi, le C_c moyen des essais de type A était moins représentatif de la réalité que le C_c spécifique de l'essai A-4 pour des contraintes inférieures à 100 kPa, mais l'utilisation des deux indices de compression était adéquate pour simuler les déplacements engendrés par des contraintes supérieures à 100 kPa.

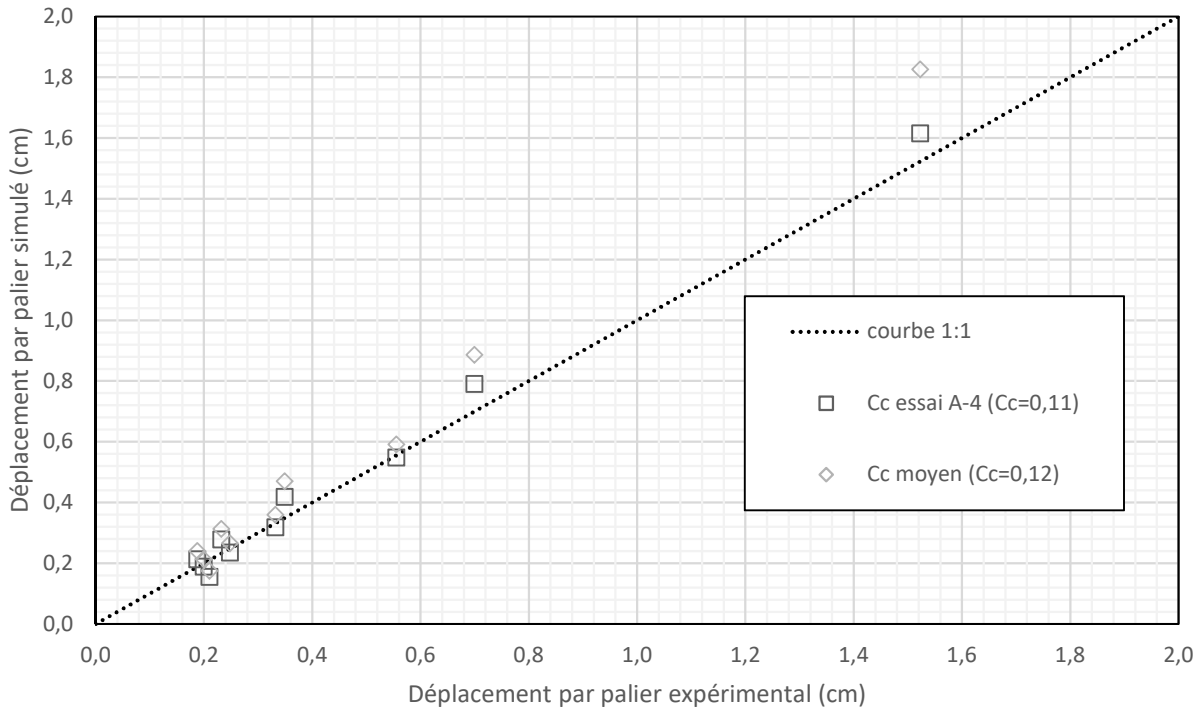


Figure 4.27: Déplacements par palier de l'essai A-4 simulés avec l'indice de compression moyen des essais de type A (C_c = 0,12) et l'indice de compression spécifique à l'essai A-4 (C_c = 0,11).

4.3.3 Validation des modèles calibrés

Les paramètres calibrés avec l'essai A-4 ont été utilisés afin de simuler l'essai A-2, l'essai B-3 et l'essai C-2 (tableau 4-9).

Le modèle a été modifié afin de tenir compte de la hauteur initiale, de l'indice des vides initial et de l'indice de compression des résidus des essais A-2 (h_{ini} = 26,9 cm ; e_o = 1,02 ; C_c= 0,14 ; λ= 0,052), B-3 (h_{ini} = 32,0 cm ; e_o = 1,03 ; C_c= 0,09 ; λ= 0,040) et C-2 (h_{ini} = 31,8 cm ; e_o = 0,97 ; C_c= 0,10 ; λ= 0,043), mais tous les autres paramètres (poids volumique, coefficient de Poisson et angle de friction interne) étaient identiques au cas précédent (tableau 4-9).

L'essai de compression B-3 a été simulé afin de valider l'utilisation du modèle pour des résidus drainés à la base et au sommet de la couche. Une condition frontière hydraulique a été ajoutée à la base des résidus et la pression d'eau a été fixée à 0 kPa pour permettre le drainage par la base.

L'essai de compression C-2 a été simulé afin de valider l'utilisation du modèle dans le cas d'une déposition progressive en 3 couches de résidus. Le modèle a été divisé en trois régions de résidus.

La première couche de résidus a été déposée dans l'analyse *in situ* (t = 0 s). La deuxième et la troisième couche ont été ajoutées dans la première et la deuxième analyse respectivement. Une fonction de contrainte a ensuite été appliquée au sommet de la troisième couche au début de la troisième analyse. Les conditions aux frontières étaient les mêmes que pour les essais simulés de type B. La pression d'eau était toujours fixée à 0 kPa au sommet des résidus.

La durée de chaque palier a été déterminée de façon à ce que les pressions interstitielles en excès aient le temps de se dissiper entièrement (tableau 4-10). L'utilisation de paliers plus courts que ceux des essais de laboratoire n'avait pas d'influence sur les tassements et les pressions interstitielles simulés. Par exemple, le palier 4 de l'essai A-2 a duré 11 heures, mais a été réduit à un palier de 3 heures dans le modèle sans que cela affecte les résultats des simulations.

Tableau 4-10: Durée des paliers des simulations numériques des essais de compression en colonne : A-2, B-3 et C-2.

Palier	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*
Durée du palier (h) pour les simulations des essais A-2, B-3 et C-2	15	9	3	3	3	3	3	3	3	3
Durée réelle du palier (h) pour l'essai A-2	3,6	3,7	3,2	11,3	3,2	3,2	3,6	-	-	-
Durée réelle du palier (h) pour l'essai B-3	4,0	17,6	2,8	3,0	17,1	3,5	3,2	65,3	3,2	3,8
Durée réelle du palier (h) pour l'essai C-2	3,7	16,1	3,6	3,6	21,3	23,5	21,0	4,2	70,0	25,8

Les simulations numériques calibrées prédisaient sensiblement les mêmes déplacements que ceux mesurés au laboratoire (figure 4.28). La différence moyenne entre les déplacements expérimentaux et simulés était de 0,05 cm pour l'essai A-2 (paliers 2 à 6) et l'essai B-3 et de 0,02 cm pour l'essai C-3 (palier de chargement 1 à 10). Les premiers paliers (Δdéplacement $\geq$ 0,5 cm) étaient moins bien prédits par les simulations numériques. L'écart entre les déplacements mesurés et simulés était compris entre 0,04 et 0,5 cm pour l'essai A-2, entre 0,08 et 0,6 cm pour l'essai B-3 et entre 0,08 et 0,16 pour l'essai C-2 (palier de chargement) pour les déplacements supérieurs à 0,5 cm. Cet écart était inférieur à 0,1 cm pour tous les déplacements inférieurs à 0,5 cm (soit moins de 20% du déplacement total pour un palier). Les déplacements engendrés par l'ajout des couches de résidus

2 et 3 étaient également moins bien prédits par le modèle numérique. Les simulations numériques sous-estimaient de 0,31 cm à 0,85 cm les déplacements dus à l'ajout d'une couche de résidus pour l'essai C-2.

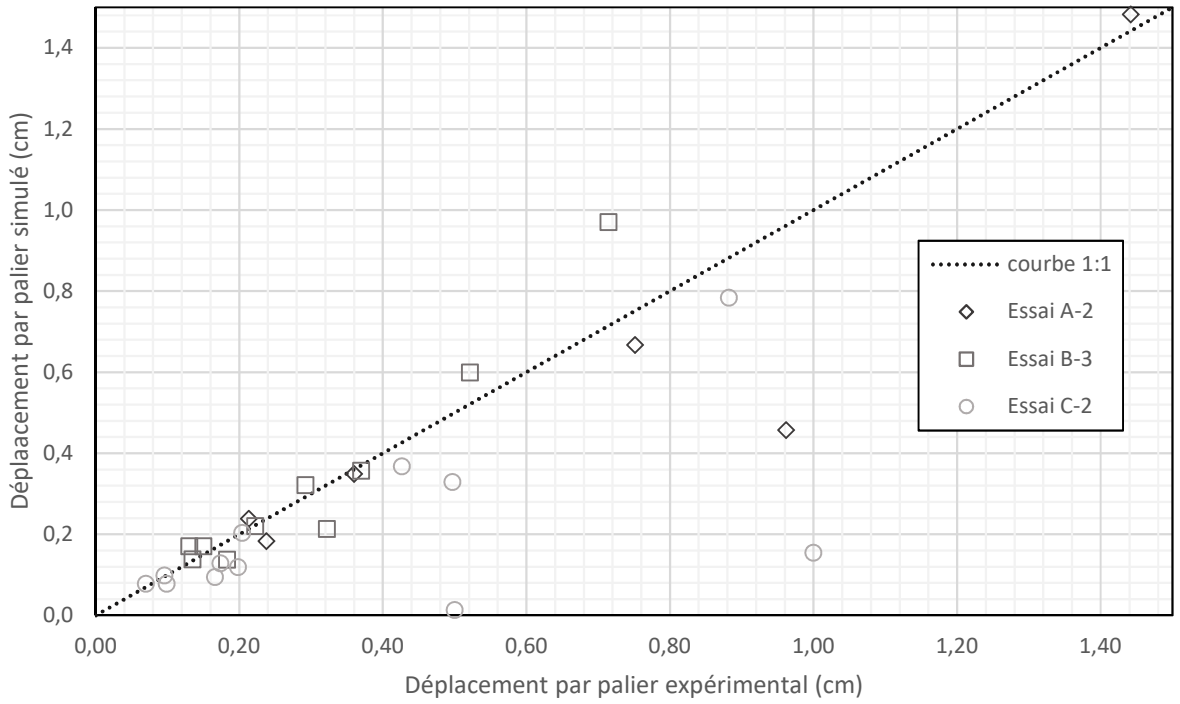


Figure 4.28: Déplacements mesurés au laboratoire et simulés avec le logiciel SIGMA/W (modèle Cam Clay modifié) des essais de compression en colonne A-2, B-3 et C-2.

4.3.4 Lois de comportement

L'essai B-3 a également été simulé avec le modèle de comportement élasto-plastique. L'angle de friction interne ($\phi = 36°$), le coefficient de Poisson ($\nu = 0,29$) et le poids volumique ($\gamma = 18,7$ kN/m^3) étaient identiques aux simulations réalisées avec le modèle Cam Clay modifié. Les modules de Young mesurés ont été appliqués au matériau pour chaque palier dans les simulations (tableau 4-11).

Tableau 4-11: Modules de Young calculés et simulés pour chaque palier de l'essai B-3.

Palier	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*
E (kPa)	146	671	1643	2899	3754	6411	6192	5064	11178	9059

Les modèles de comportement Cam Clay modifié (CCM) et élasto-plastique (EP) prédisaient bien les déplacements mesurés durant l'essai B-3 (figure 4.29). La différence moyenne entre les déplacements expérimentaux et simulés était de 0,04 cm avec le modèle élasto-plastique contre 0,05 cm avec le modèle Cam Clay modifié. La différence maximale entre le déplacement mesuré et simulé avec le modèle élasto-plastique était plus faible (Δdéplacement= 0,13 cm) qu'avec le modèle Cam Clay modifié (Δdéplacement= 0,26 cm) pour le déplacement maximal (déplacement = 0,71 cm). Les deux modèles de comportement semblaient donc permettre de simuler correctement la consolidation des résidus miniers.

Le modèle linéaire élastique a aussi été utilisé pour simuler l'essai de compression B-3. Les modules de Young, poids volumique et coefficient de Poisson du modèle élasto-plastique ont été utilisés. Les résultats du déplacement étaient identiques pour les simulations utilisant la loi de comportement linéaire élastique et élasto-plastique (figure 4.28). Il a donc été difficile de conclure que la loi de comportement élasto-plastique pouvait bien représenter la consolidation des résidus pour de plus grandes contraintes dans le domaine plastique. Le modèle Cam-Clay modifié a donc été utilisé pour les simulations de la fosse au chapitre 5.

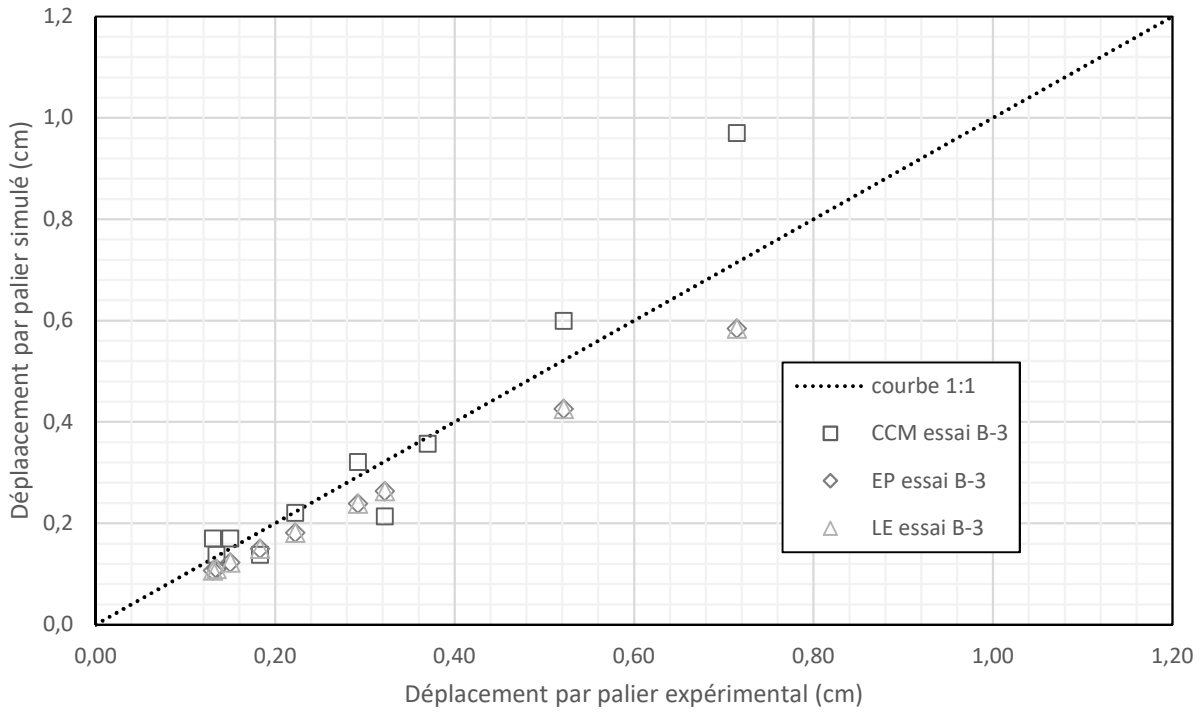


Figure 4.29: Déplacements par palier mesurés au laboratoire et simulés avec les modèles de comportement Cam Clay modifié (CCM), élasto-plastique (EP) et linéaire élastique (LE) pour l'essai de compression B- 3.

CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DU COMPORTEMENT HYDROGÉOTECHNIQUE DES REJETS MINIERS DÉPOSÉS EN FOSSE

5.1 Cas de base

L'étude de la consolidation des résidus miniers dans une fosse a été réalisée en 2D au moyen du logiciel SIGMA/W (Geoslope Int., 2019). La géométrie du modèle a été basée sur celle de la fosse Doyon (section 2.5.3).

La hauteur de la fosse simulée était de 140 mètres divisée en 7 bancs de 8,5 mètres de large et de 20 mètres de hauteur inclinés à 65º (figure 5.1). La largeur de la fosse était de 40 mètres à la base et de 308 mètres au sommet. Seule la moitié de la fosse a été simulée selon l'axe de symétrie X=0 m.

Une couche initiale de résidus de 4 mètres d'épaisseur a été simulée à la base du modèle (t = 0 s) sur laquelle des rehaussements de 4 mètres ont été déposés périodiquement chaque année pendant 34 ans jusqu'à une hauteur de 140 mètres (sommet de la fosse). Les rehaussements de 4 mètres représentaient un volume de résidus compris entre 170 000 m^3 à la base de la fosse et 1 000 000 m^3 au sommet de la fosse pour une contrainte totale de 75 kPa par rehaussement, en considérant une largeur constante et une longueur de 1000 m.

Chaque rehaussement de résidus miniers était divisé en trois régions composées d'éléments triangulaires de 0,1, 0,3 ou 0,6 mètre selon la distance au roc (éléments plus fins à l'interface - figure 5.1). La taille des plus petits éléments (0,1 mètre) a été choisie afin que les paramètres de convergence du modèle soient respectés et que les temps de calcul soient raisonnables. Le modèle total était composé d'environ 104 000 éléments.

Les conditions initiales de pression d'eau dans le roc ont été simulées au moyen du code SEEP/W. Le comportement hydrogéologique du roc a été simplifié et il a été simulé comme un milieu poreux équivalent saturé (Berkowitz, 2002). La nappe régionale a été fixée au sommet de la fosse (Y=140 mètres) à une distance de 240 mètres du centre de la fosse (X = 240 mètres). Une nappe a aussi été fixée au sommet des résidus saturés et rehaussée après chaque nouvelle couche de résidus

(Eaux de surface pompées). Une pression hydrostatique a été imposée le long des parois de la fosse au-dessus du niveau des résidus miniers afin de simuler un écoulement libre à travers le roc fracturé.

Les déplacements ont été restreints horizontalement et verticalement aux frontières extérieures du modèle (X = 240 m et Y= 0 m) et limités horizontalement au centre de la fosse (X=0 m, axe de symétrie). Une analyse a été faite avec un modèle de 1400 m (plutôt que 240 mètres) pour représenter un rabattement plus réaliste de la nappe et une différence maximale de 6 jours a été notée dans le temps pour atteindre un degré de consolidation de 90% après la déposition du rehaussement 17 à une élévation de 54 mètres (Annexe K). Les indices des vides simulés 1 an après la déposition du dernier rehaussement étaient similaires.

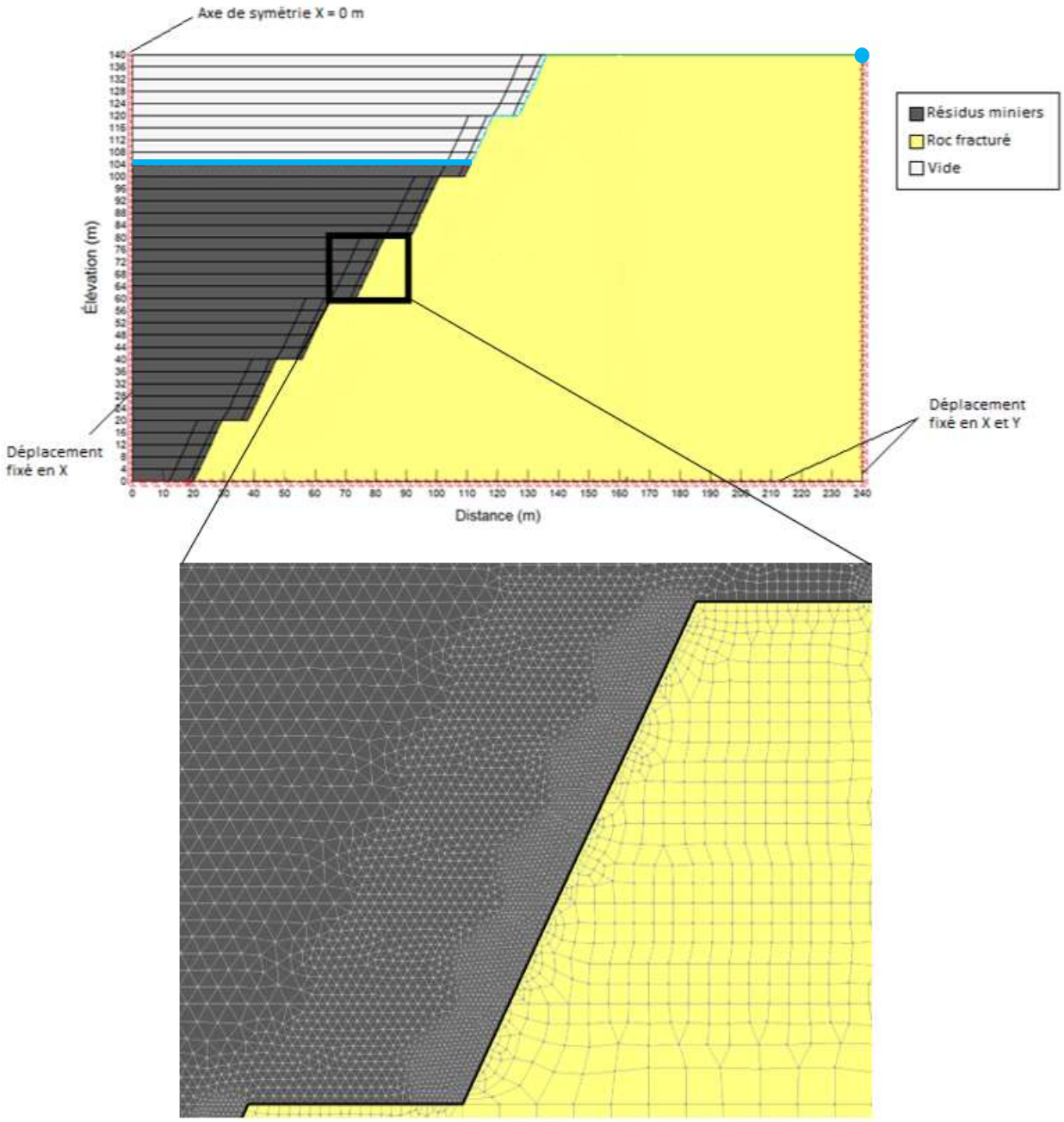


Figure 5.1: Géométrie du modèle simulant le cas de base sans inclusions de roches stériles au 25^{e} rehaussement. Le maillage est indiqué dans l'encart. La ligne et le point bleu représente la contrainte de la nappe phréatique (u = 0 kPa) imposée au modèle.

Les résidus et le roc ont été simulés au moyen des paramètres effectifs avec changement des pressions d'eau interstitielles. La loi de comportement de Cam-Clay modifié a été utilisée pour le

comportement des résidus avec les paramètres calibrés au chapitre 4 (tableau 4-9). Le comportement du roc fracturé a été simulé au moyen du modèle linéaire élastique (Golder, 1984); (tableau 5-1). Le module de Young du roc a été volontairement surestimé afin de limiter les déplacements de la paroi de la fosse.

Une première couche de résidus de 4 mètres était déjà en place dans la première analyse de type *in situ* (t = 0 s) de la fosse réalisée au moyen du logiciel SIGMA/W. La déposition des rehaussements successifs a été simulée au moyen d'analyses contrainte/pression d'eau interstitielle couplées.

Tableau 5-1: Paramètres du roc fracturé et des résidus utilisés dans les simulations numériques de la fosse. Le module de Young a été volontairement surestimé afin de limiter les déplacements de la paroi de la fosse.

Matériaux	*Roc fracturé*	*Résidus miners*
E' (kPa)	60 000 000	-
γ (kN/m^3)	27	18,7
ν (-)	0,25	0,29
k_{sat} (m/s)	7×10^{-8}	7×10^{-7}
λ (-)	-	0,050
e_o (-)	-	1,055
ϕ (°)	-	36
κ (-)	-	0,009

Afin de faciliter la compréhension du texte, l'appellation des paramètres étudiés a été simplifiée. Le tassement maximal mesuré au sommet des rehaussements 1 an après leur déposition est défini comme le tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$. Le temps pour atteindre 90 et 99% de consolidation est défini comme le temps de consolidation $t_{90\%}$ et le temps de consolidation $t_{99\%}$. Aussi, l'analyse des pressions interstitielles a été effectuée suite à la déposition du rehaussement 34 pour différentes élévations. L'analyse des pressions interstitielles du tapis drainant (section 5.2.2) a été réalisée pour plusieurs rehaussements.

5.1.1 Effet des bancs

Les contraintes totales verticales simulées au centre de la fosse étaient comprises entre 0 et 2600 kPa et correspondaient bien aux valeurs prédites par le calcul des poids des terres (σ_{v_max}= 140 m×18,7kN/m^3 = 2612 kPa). Les contraintes totales verticales sur les bancs de la fosse étaient généralement plus élevées que les valeurs attendues (figure 5.2): par exemple, la contrainte totale verticale était de 1 676 kPa au point A contre 1 400 kPa en théorie. A l'inverse, les contraintes totales verticales sur les parois verticales de la fosse étaient plus faibles : Par exemple, la contrainte totale verticale au point B était de 871 kPa contre 1 400 kPa attendus. Ces observations peuvent être apparentées à un certain effet d'arche, mais étaient avant tout dues à des effets numériques.

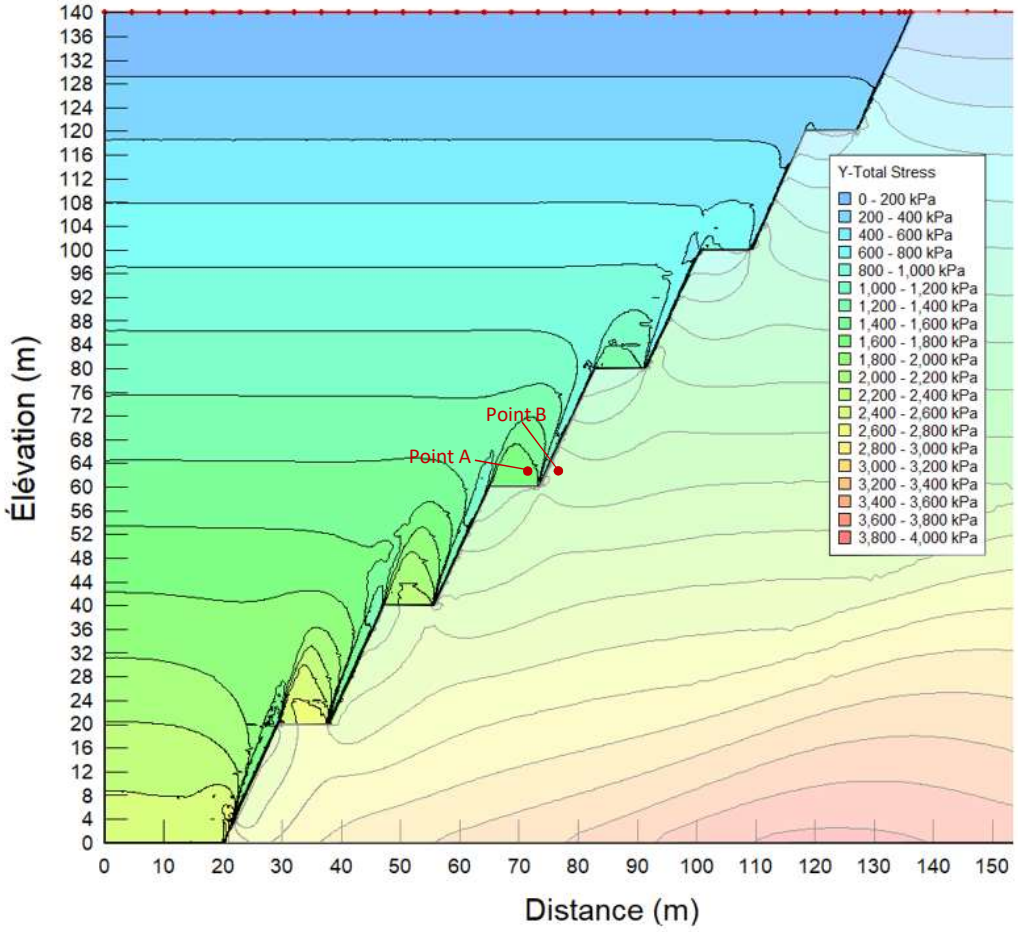


Figure 5.2: Contraintes totales verticales (en kPa) simulées un an après la déposition du rehaussement 34. Les points A (X = 65,5 m ; Y = 65 m) et B (X = 75,7 m ; Y = 65 m) sont indiqués pour références.

Ces différences de contraintes affectaient l'indice des vides des résidus dans la fosse. Les résidus étaient plus compactés sur les bancs que le long des parois de la fosse pour une même élévation. Par exemple, au 5^{e} banc (Y= 100 m) l'indice des vides était de 0,76 sur le banc et de 0,81 sur la paroi verticale, 1 an après la déposition du rehaussement 34 (Y = 136-140 m, figure 5.3). L'indice des vides des résidus était compris entre 0,70 et 0,88 dans la fosse un an après la déposition du rehaussement 34 (figure 5.3).

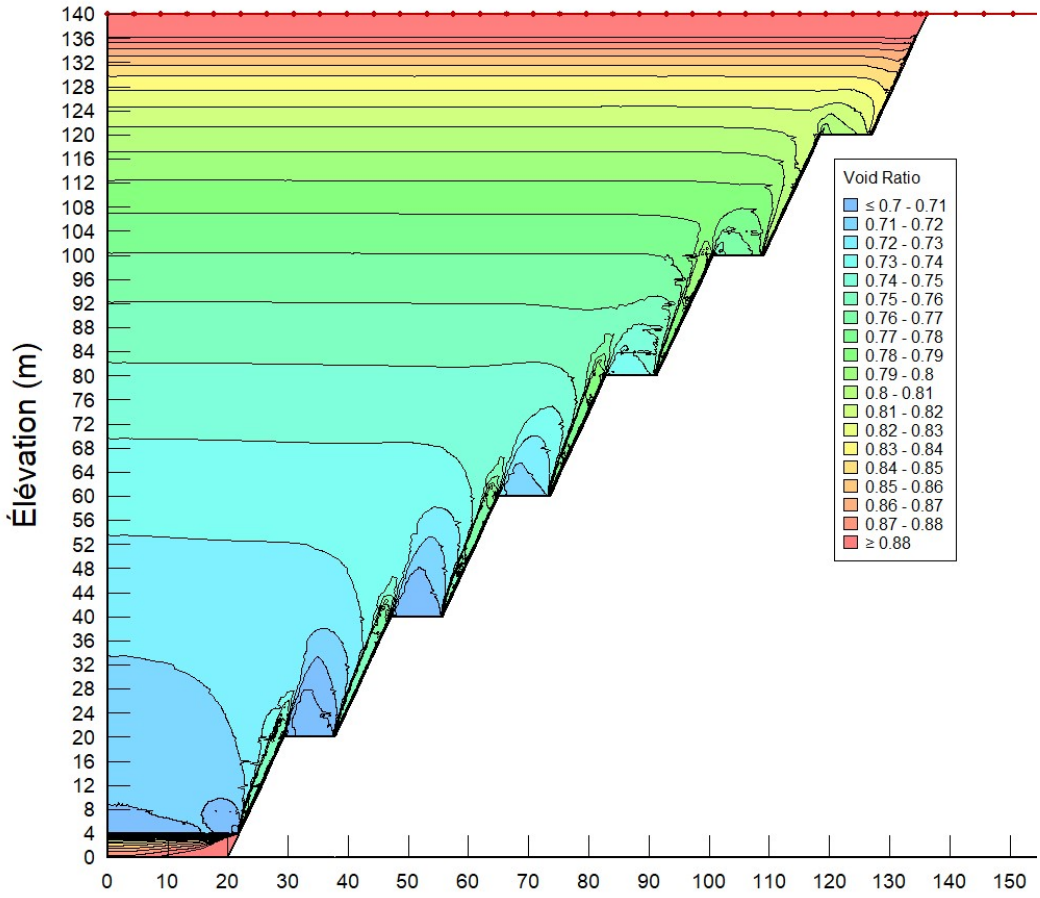


Figure 5.3: Indice des vides dans la fosse 1 an après la déposition du dernier rehaussement 34 (Y = 140m).

Les déplacements verticaux des résidus dans la fosse dépendaient des contraintes totales appliquées et de l'épaisseur de résidus. Les déplacements étaient conséquemment plus faibles à proximité des parois de la fosse (figure 5.4). Les déplacements étaient nuls à la limite entre le roc fracturé et les bancs et les parois de la fosse, car le roc fracturé ne permettait pas de déplacement (module de

Young du roc très élevé, tableau 5-1). Le déplacement vertical maximal était de 1,17 mètre à une élévation de 53 mètres au centre de la fosse (X = 0).

Les déplacements maximaux simulés à l'intérieur d'un même rehaussement augmentaient significativement avec la distance au banc. Les déplacements maximaux simulés 1 an après la déposition des rehaussements 30 (à 4 mètres du banc) et 34 (à 20 mètres du banc) étaient de 0,25 et 0,46 mètre vis-à-vis le banc (X = 124 m) (figure 5.5). Une diminution marquée du déplacement était visible au niveau du banc dans le profil du déplacement au sommet du rehaussement 30 (élévation de 124 mètres, figure 5.5) de X = 22 m à X = 126 m. Les simulations ont également indiqué que les déplacements se produisaient légèrement plus rapidement à proximité des parois de la fosse. Par exemple, le déplacement mesuré 30 jours après la déposition du rehaussement 31 était de 0,23 mètre à X = 125 m et de 0,19 mètre de X = 0 m à X = 100 m (figure 5.6).

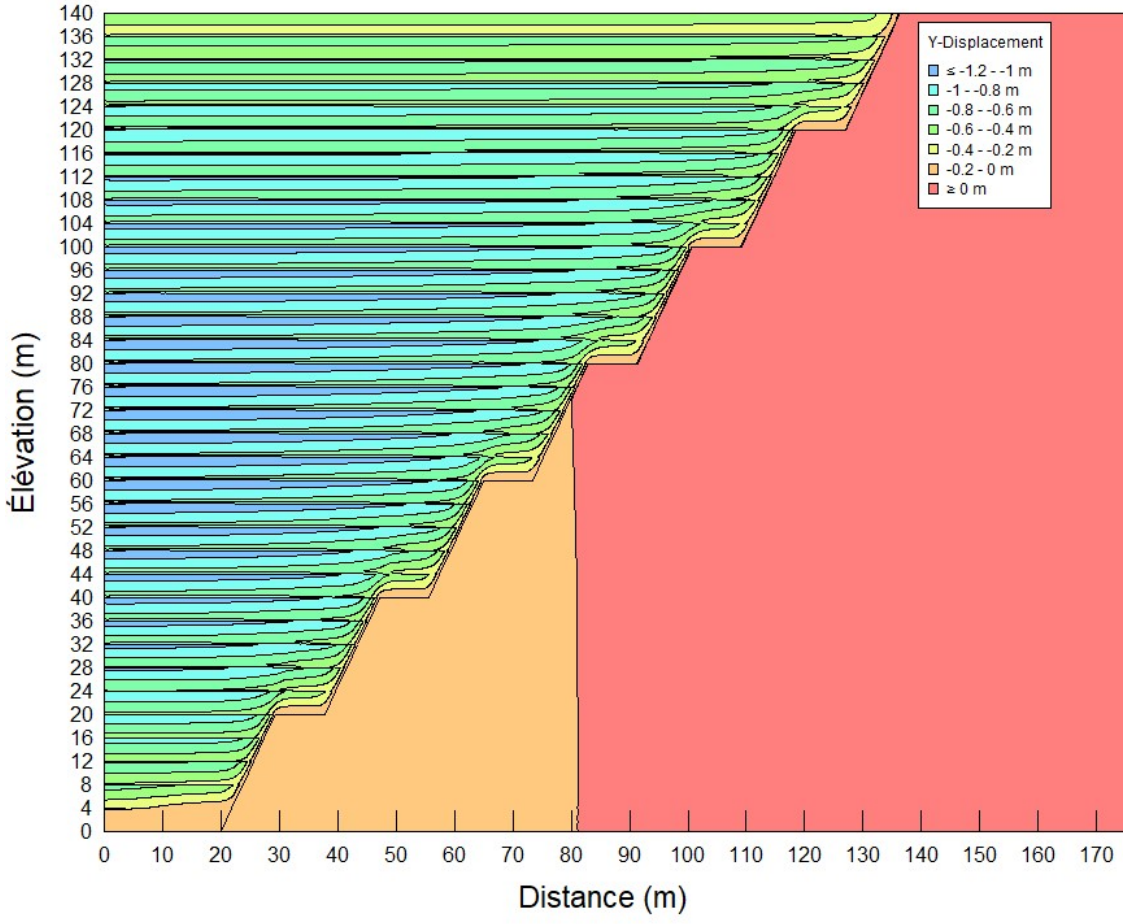


Figure 5.4: Déplacement vertical (en m) dans la fosse (cas de base) 1 an après la déposition du rehaussement 34 (Y = 140 m).

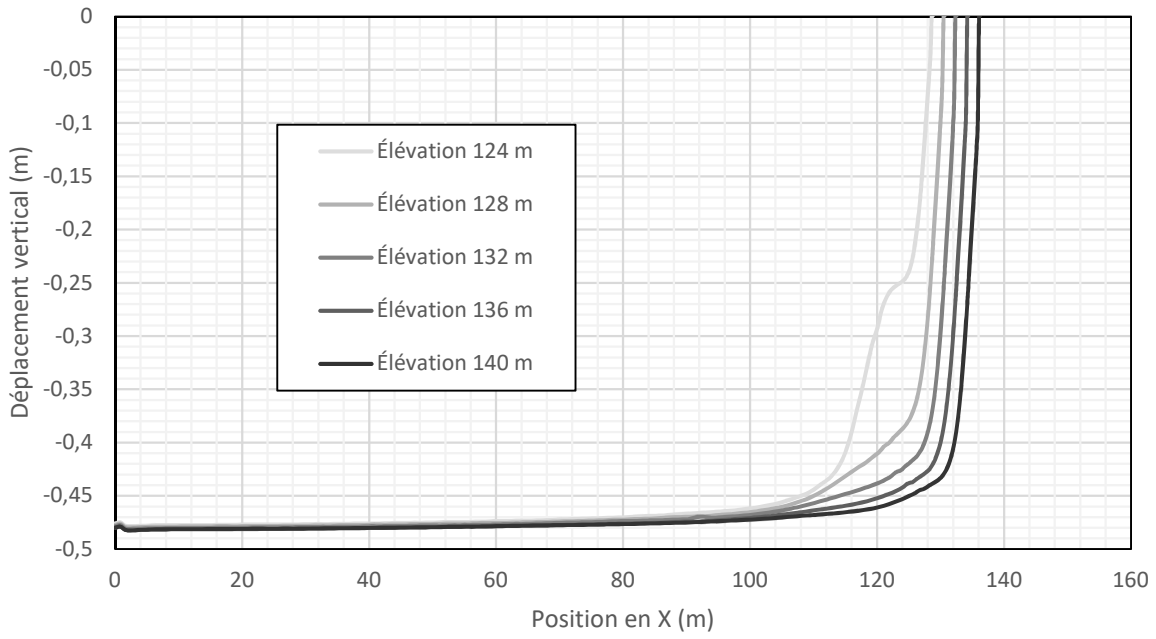


Figure 5.5: Déplacements verticaux (en m) simulés au sommet des rehaussements 30 (Y = 124 m), 31 (Y = 128 m), 32 (Y = 132 m), 33 (Y = 136 m) et 34 (Y = 140 m) un an après leur déposition. Tous ces rehaussements sont compris au niveau du banc supérieur de la fosse.

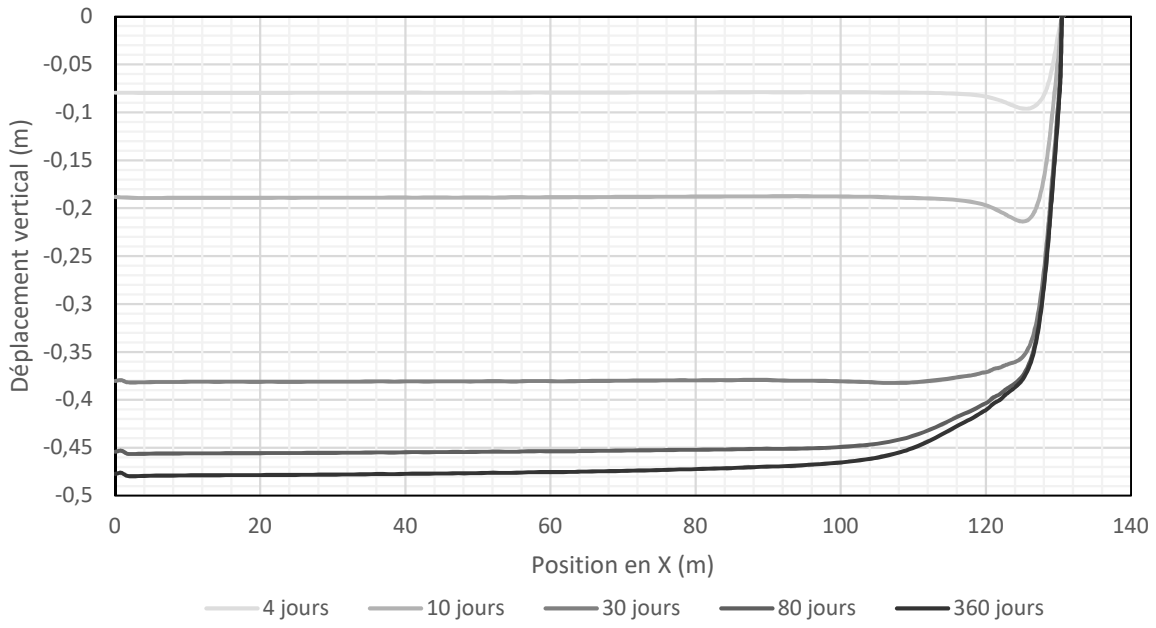


Figure 5.6: Déplacements verticaux (en m) simulés au sommet du rehaussement 31(Y = 128 m) 4, 10, 30, 80 et 360 jours après la déposition du rehaussement 31. La paroi de la fosse était située à X = 130,5 m.

5.1.2 Pressions interstitielles

La consolidation des résidus était plus rapide à la surface des rejets. Le temps de consolidation $t_{90\%}$ était d'environ 100 jours à la base de la fosse, d'environ 92 jours à une élévation de 54 mètres et entre 72 et 80 jours à une élévation de 118 mètres après la déposition du rehaussement 34 (Y = 136–140 m) (figure 5.8).

La distance à la paroi avait ainsi un impact direct sur la durée de la consolidation. Les résidus avaient donc tendance à se consolider plus lentement au centre de la fosse (X = 0 m) que le long des parois, soient en 4 et 15 jours plus lentement pour des élévations de 54 et 118 mètres respectivement (figure 5.7).

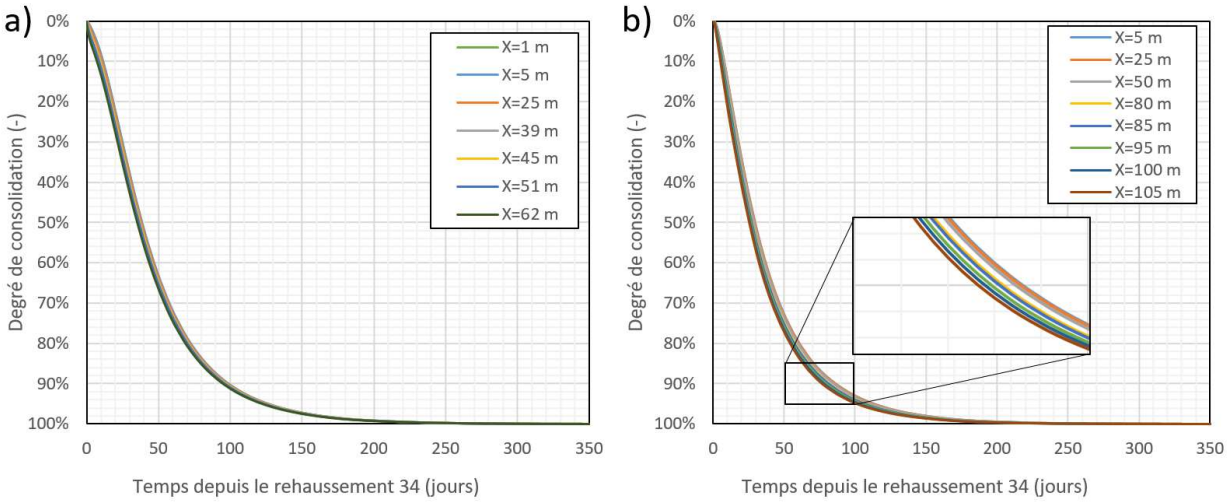


Figure 5.7: Degré de consolidation des résidus à des élévations de a) 54 mètres et b)118 mètres en fonction du temps depuis la déposition du rehaussement 34 (Y = 136-140 m).

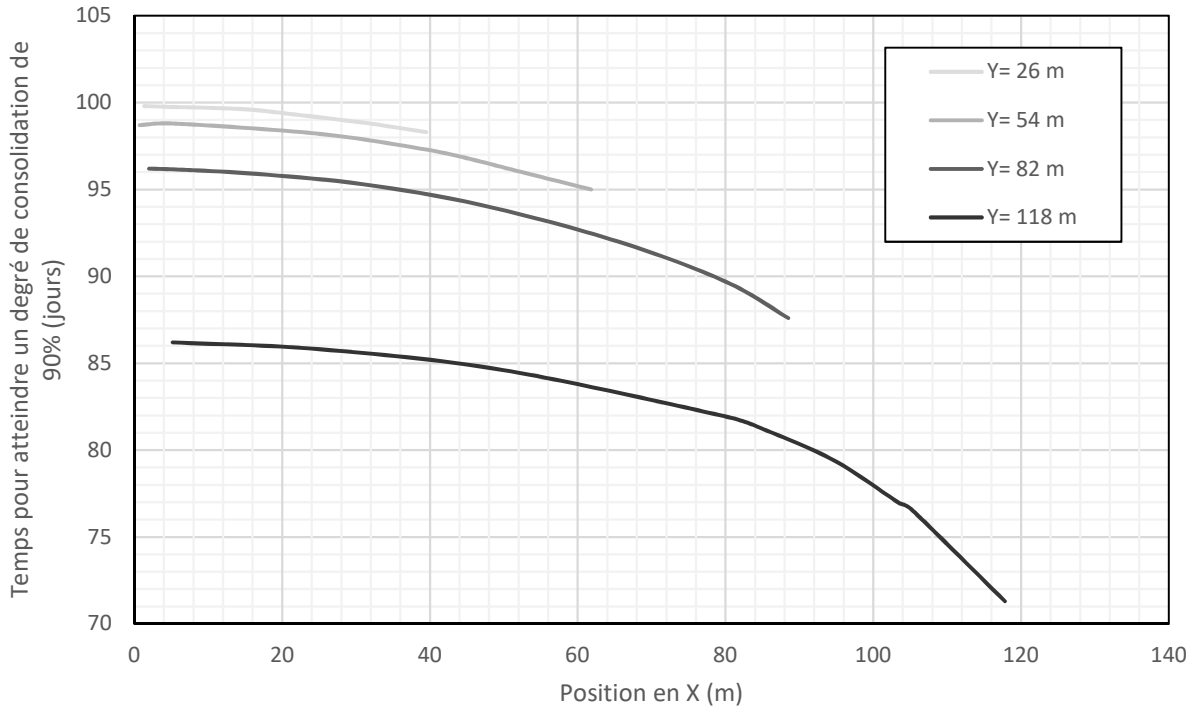


Figure 5.8: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la position horizontale dans la fosse (axe X), après la déposition du rehaussement 34.

Environ 3 mois étaient nécessaires pour consolider les résidus en totalité après l'ajout d'un rehaussement de 4 mètres d'épaisseur. En pratique, dans une mine, le taux de déposition pourrait varier au cours du temps et les rehaussements pourraient être beaucoup plus épais au début de la déposition (là où la fosse est la plus étroite) ce qui augmenterait le temps de consolidation. L'utilisation d'inclusions de roches stériles pourrait permettre de dissiper plus rapidement les pressions interstitielles en excès et donc de réduire le temps de consolidation primaire des résidus.

5.2 Inclusions de roches stériles

Quatre scénarios de déposition de roches stériles ont été étudiés (figure 5.9):

- Une enveloppe perméable de 8 mètres de roches stériles déposées le long des parois de la fosse.
- Un tapis drainant de 4 mètres de roches stériles au fond de la fosse.
- Une inclusion de 15 mètres de roches stériles au centre de la fosse (7,5 mètres dans le modèle).
- Une combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante.

  La largeur et l'épaisseur des inclusions de roches stériles ont été choisies de façon arbitraire en considérant uniquement certains aspects opérationnels comme par exemple la possibilité pour des véhicules d'y circuler dans le cas d'une inclusion centrale. L'objectif de la présente étude n'était pas d'optimiser la géométrie de ces inclusions, mais d'évaluer leur impact sur la consolidation des résidus dans la fosse. Le maillage est identique au cas de base aux parois de la fosse dans les quatre scénarios (figure 5.1). Des régions supplémentaires ont été ajoutée dans le modèle comprenant une inclusion drainante au centre de la fosse.

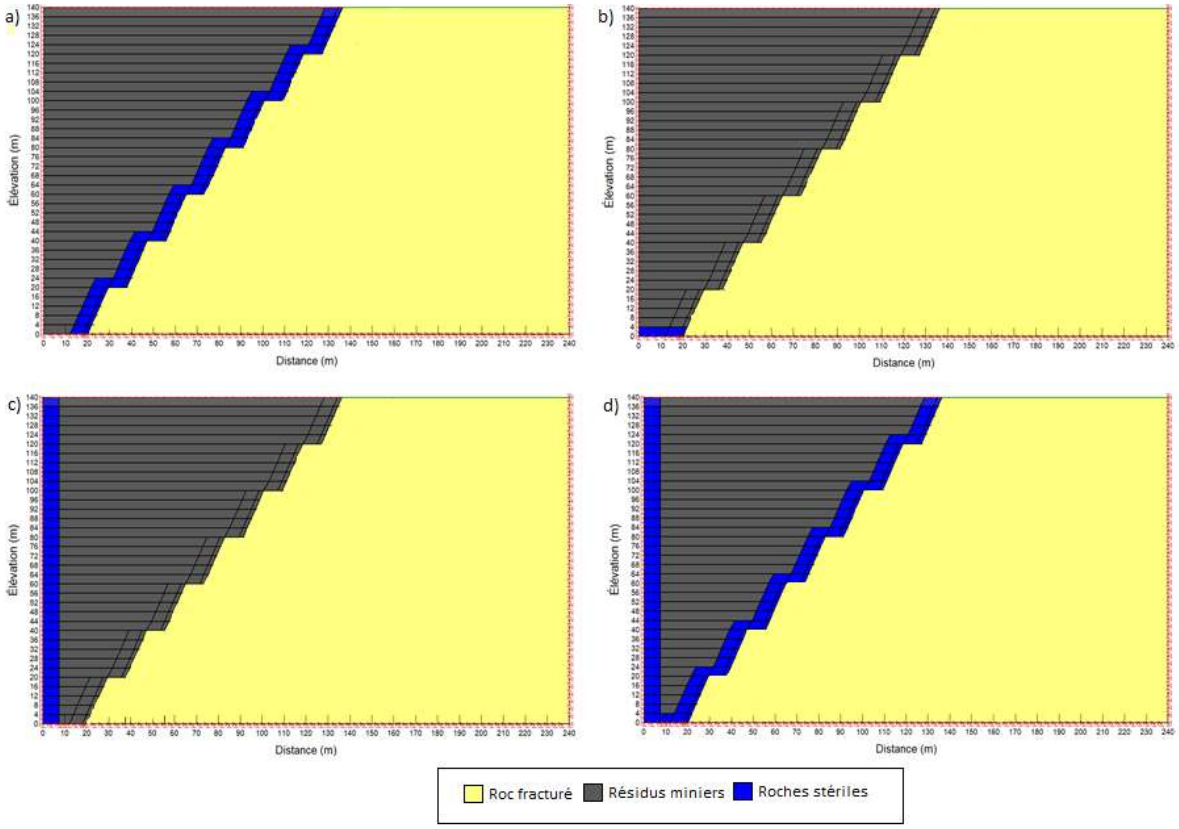


Figure 5.9: Scénarios de co-disposition étudiés. a) L'enveloppe perméable, b) le tapis drainant, c) l'inclusion drainante et d) la combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante.

Les roches stériles ont été simulées par les paramètres effectifs avec changement des pressions d'eau interstitielles. Le modèle linéaire élastique a été utilisé pour décrire le comportement des roches stériles avec les paramètres présentés par Boudrias (2018) (tableau 5-2). Les propriétés des roches stériles ont été supposées homogènes et constantes dans l'ensemble du modèle.

Tableau 5-2: Paramètres des roches stériles utilisés dans les simulations numériques de la fosse (adaptés de Boudrias (2018) et de Peregoedova (2012)).

Matériaux	Roches stériles
E' (kPa)	50 000
γ (kN/m^3)	18,5
v (-)	0,275
k_{sat} (m/s)	2×10^{-4}

5.2.1 Enveloppe perméable

La consolidation des résidus était plus rapide en présence d'une enveloppe perméable dans l'ensemble de la fosse, mais l'effet de l'enveloppe perméable était plus marqué au centre de la fosse (loin de la surface) (figure 5.10). Les temps de consolidation $t_{99\%}$ à 4 mètres de l'enveloppe perméable pour des élévations de 54 et 118 mètres étaient de 80 jours, alors qu'ils étaient de 200 et 170 jours respectivement dans le cas de base. Ainsi, l'enveloppe perméable permettait de réduire la durée de consolidation primaire des résidus dans la fosse jusqu'à 120 jours (figure 5.10 a et b).

La consolidation des résidus se faisait plus rapidement au centre de la fosse (Y = 54 mètres) qu'au sommet de la fosse (Y = 118 mètres) contrairement au cas de base. Par exemple, le temps de consolidation $t_{90\%}$ à une distance de 29 mètres de l'enveloppe perméable étaient de 27 jours au centre de la fosse (Y = 54 m) et de 48 jours au sommet de la fosse (Y = 118 m) (figure 5.11).

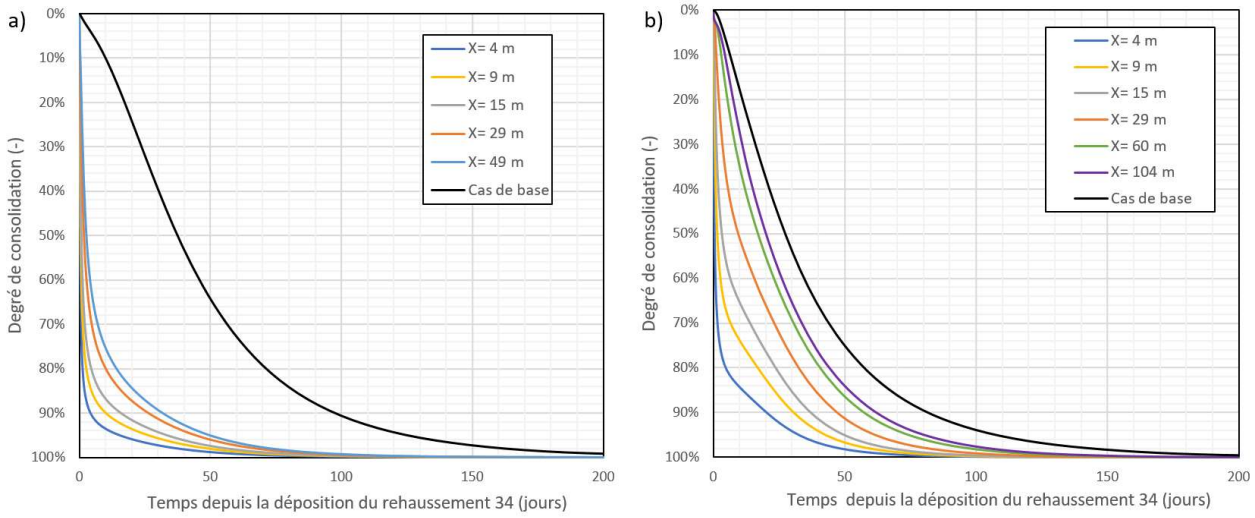


Figure 5.10: Degré de consolidation primaire des résidus lors du rehaussement 34 à une élévation de 54 mètres (a) et 118 mètres (b) en présence d'une enveloppe perméable. Les résultats sont présentés pour différentes positions horizontales (axe X) à l'intérieur du rehaussement. Les résultats du cas de base sont représentés par une courbe moyenne, car les valeurs étaient très rapprochées et seraient confondues à cette échelle.

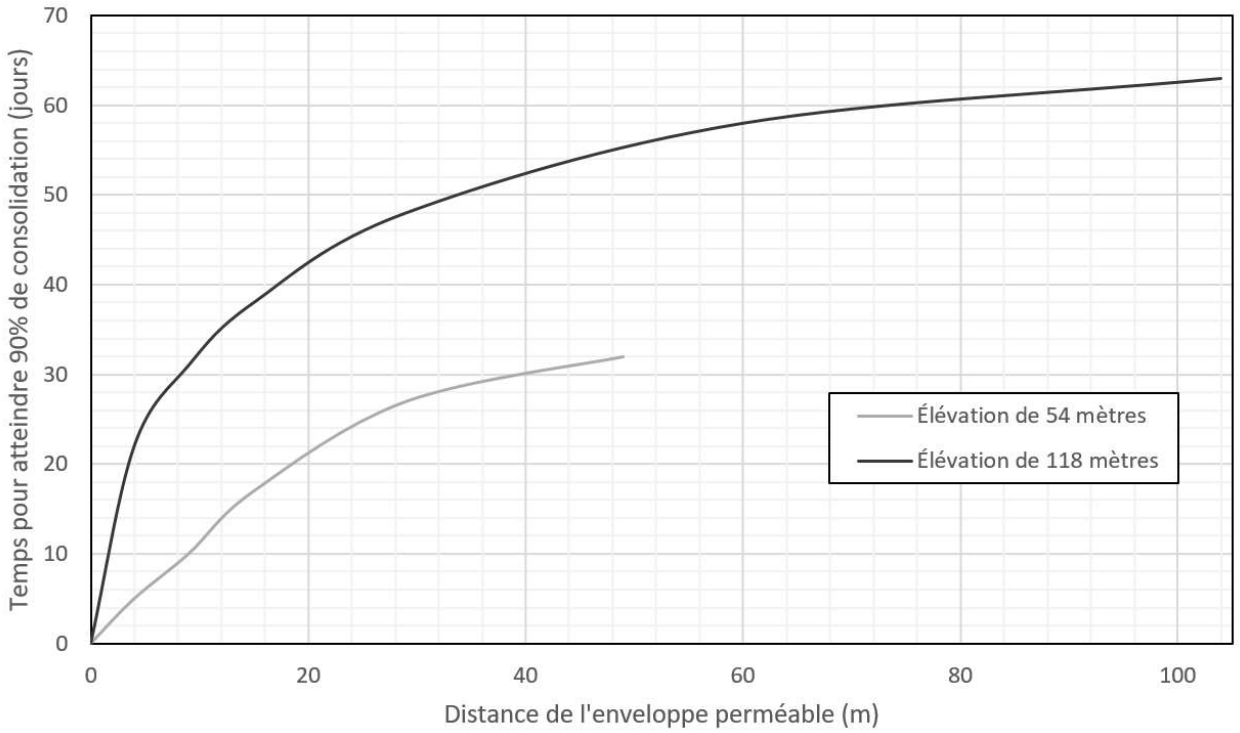


Figure 5.11: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la distance avec l'enveloppe perméable.

5.2.2 Tapis drainant

L'utilisation seule du tapis drainant avait un effet très limité sur la vitesse de la consolidation des résidus. En effet, les roches stériles du tapis drainant étaient confinées entre les résidus et le roc fracturé et ne permettaient donc pas de drainage vers la surface autrement qu'à travers le roc fracturé. L'effet du tapis drainant sur le temps de consolidation diminuait également avec l'épaisseur des résidus dans la fosse (figure 5.12). Ainsi, le temps de consolidation $t_{90\%}$ à une hauteur de 2 mètres diminuait de 55 à 50 jours après la déposition du rehaussement 4, mais restait autour de 102 jours après la déposition du rehaussement 34, indépendamment de la présence ou non du tapis drainant. Un tapis drainant de roches stériles utilisé seul permettait donc de réduire le temps de consolidation $t_{90\%}$ de 8 jours à une élévation de 14 m après la déposition du rehaussement 4 (figure 5.12 b), mais son effet n'était presque plus perceptible pour le rehaussement 34 (diminution de $t_{90\%}$ de moins d'un jour).

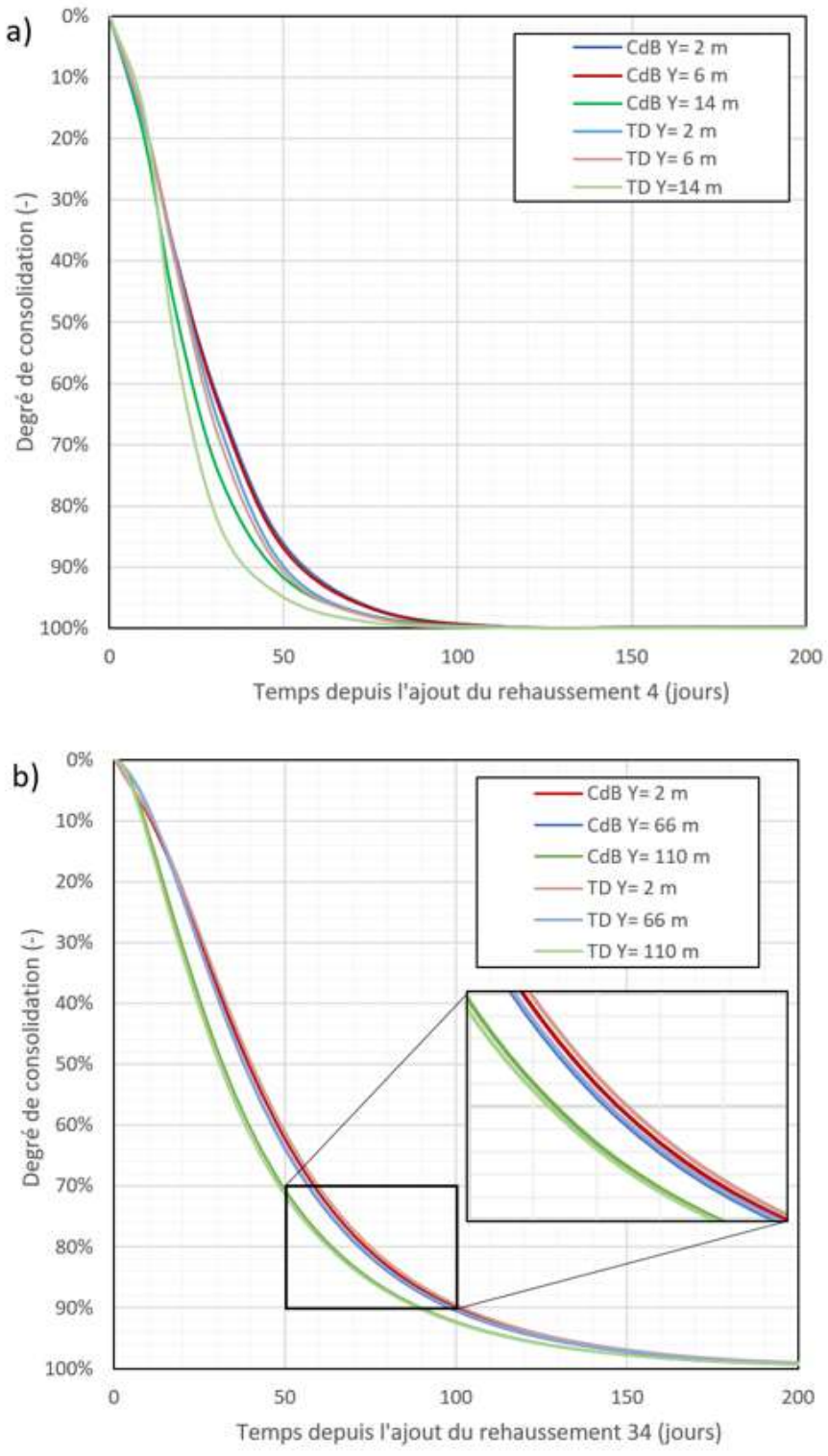


Figure 5.12: Degré de consolidation des résidus minier dans le cas de base (CdB) et avec un tapis drainant (TD) a) pour le rehaussement 4 et b) pour le rehaussement 34.

5.2.3 Inclusion drainante

L'inclusion drainante en roches stériles permettait de réduire le temps de consolidation primaire significativement dans l'ensemble de la fosse. Le temps de consolidation $t_{90\%}$ à 15 mètres de l'inclusion drainante lors du rehaussement 34 était de 18 jours à une élévation de 54 mètres, soit 80 jours plus rapide que dans le cas sans inclusion (figure 5.14).

L'accélération de la consolidation était encore plus marquée au centre de la fosse (loin de la surface). La consolidation des résidus se faisait plus rapidement au milieu de la fosse (Y = 54 mètres) qu'au sommet de la fosse (Y = 118 mètres) contrairement au cas sans inclusion. Par exemple, à une distance de 2 mètres de l'inclusion drainante, le temps de consolidation primaire était de 80 jours à une élévation de 54 mètres et de 90 jours à une élévation de 118 mètres lors du rehaussement 34, soit des diminutions de 120 jours et de 80 jours respectivement par rapport au cas sans inclusion (figure 5.13).

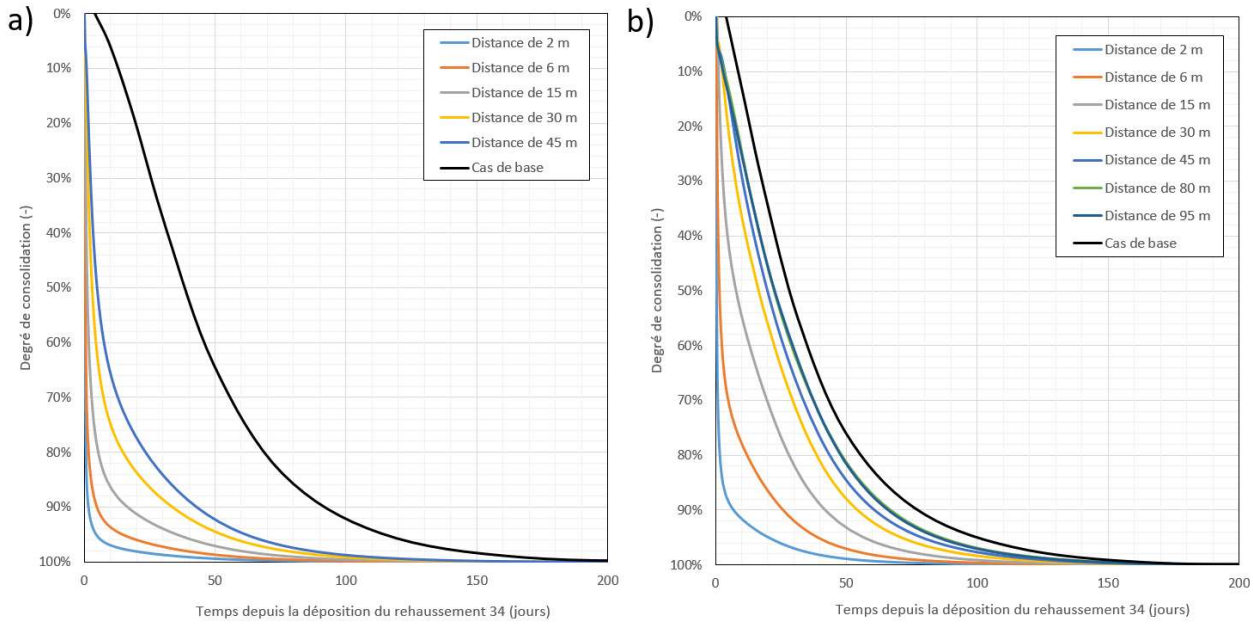


Figure 5.13:Degré de consolidation primaire des résidus lors du rehaussement 34 à une élévation de 54 mètres (a) et 118 mètres (b) en présence d'une inclusion drainante en roches stériles. Les résultats du cas de base sont représentés par une courbe moyenne, car les valeurs étaient très rapprochées et seraient confondues à cette échelle.

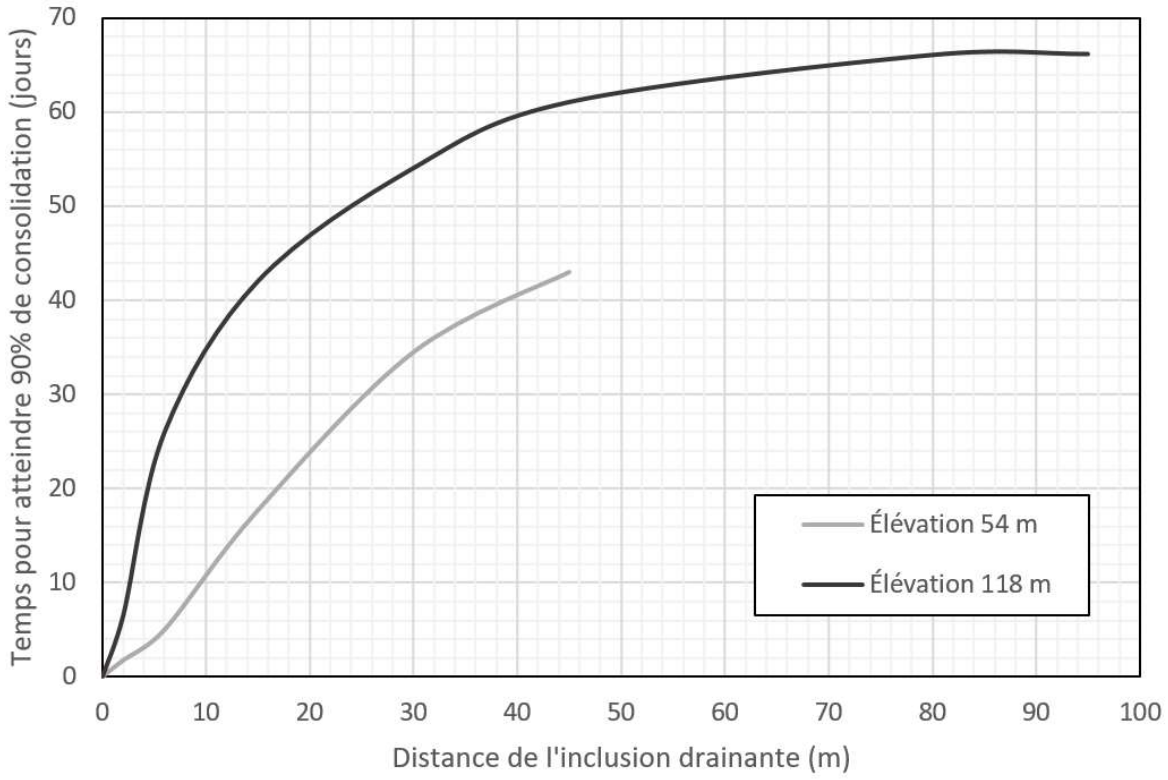


Figure 5.14: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la distance à l'inclusion drainante en roches stériles après la déposition du rehaussement 34.

5.2.4 Combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante

La combinaison de tous les types d'inclusions en roches stériles (enveloppe perméable, tapis drainant et inclusion drainante) permettait de réduire la durée de la consolidation des résidus. Le temps de consolidation $t_{99\%}$ était entre 55 jours (à Y = 118 m) et 130 jours (à Y = 54 m) plus rapides que dans le cas sans inclusion (figure 5.15). La consolidation des résidus était plus lente à mesure que l'on s'éloignait de l'inclusion drainante et de l'enveloppe perméable, mais restait malgré tout plus rapide que dans le cas sans inclusion (figure 5.16). Le temps de consolidation $t_{90\%}$ maximal simulé au centre du modèle après la déposition du rehaussement 34 était de :

- 3,5 jours (X = 30 m) à une élévation de 54 mètres
- 40,8 jours (X = 52 m) à une élévation de 138 mètres.

La consolidation était plus rapide au sommet des résidus à une élévation de 138 mètres (40,8 jours), qu'à une élévation de 118 mètres (50 jours), car le drainage se faisait principalement par la surface des résidus (figure 5.16).

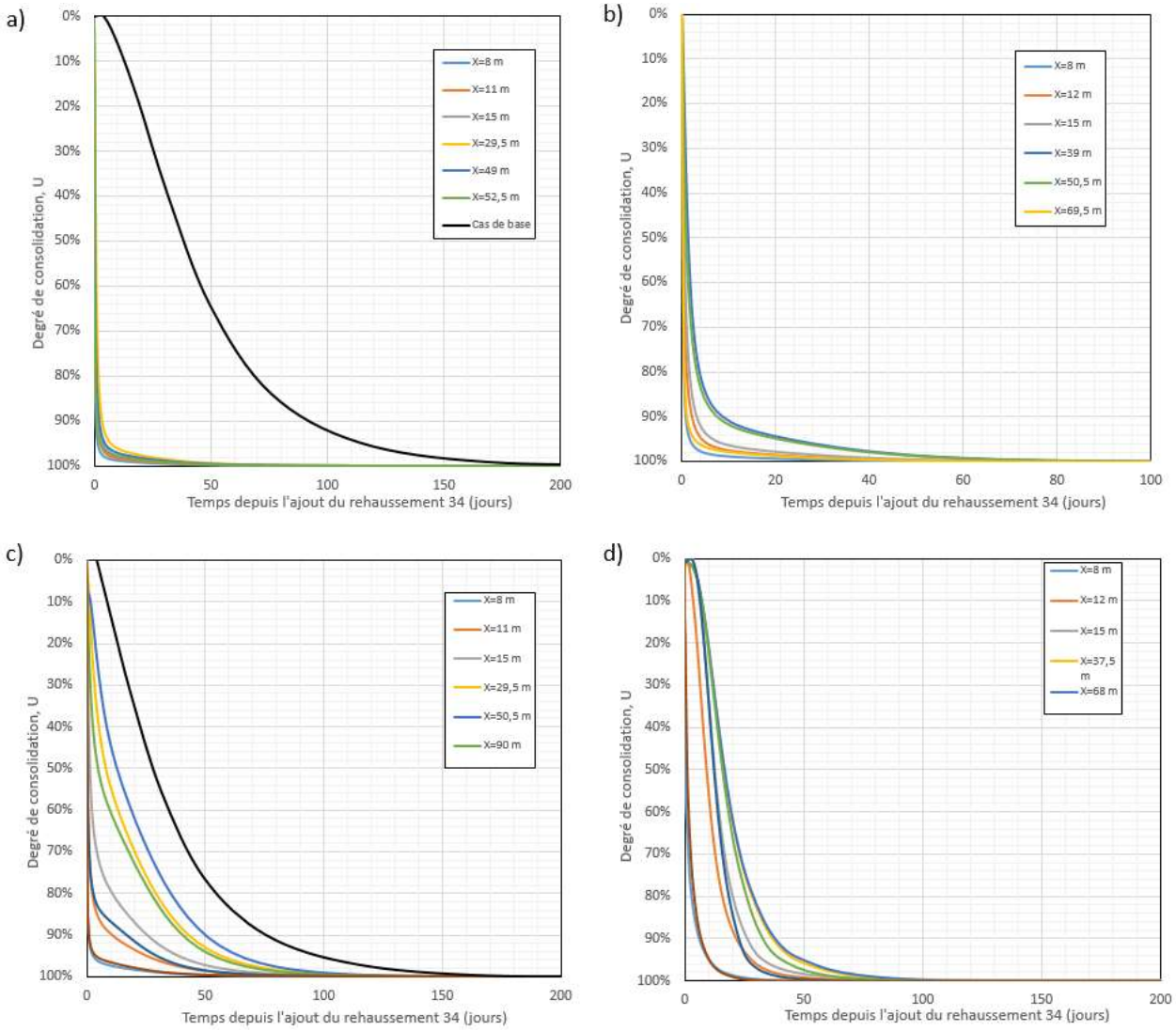


Figure 5.15: Degré de consolidation primaire des résidus lors du rehaussement 34 à une élévation de a) 54 mètres, b) 70 mètres, c) 118 mètres et d) 138 mètres en présence d'une enveloppe perméable, d'un tapis drainant et d'une inclusion drainante.

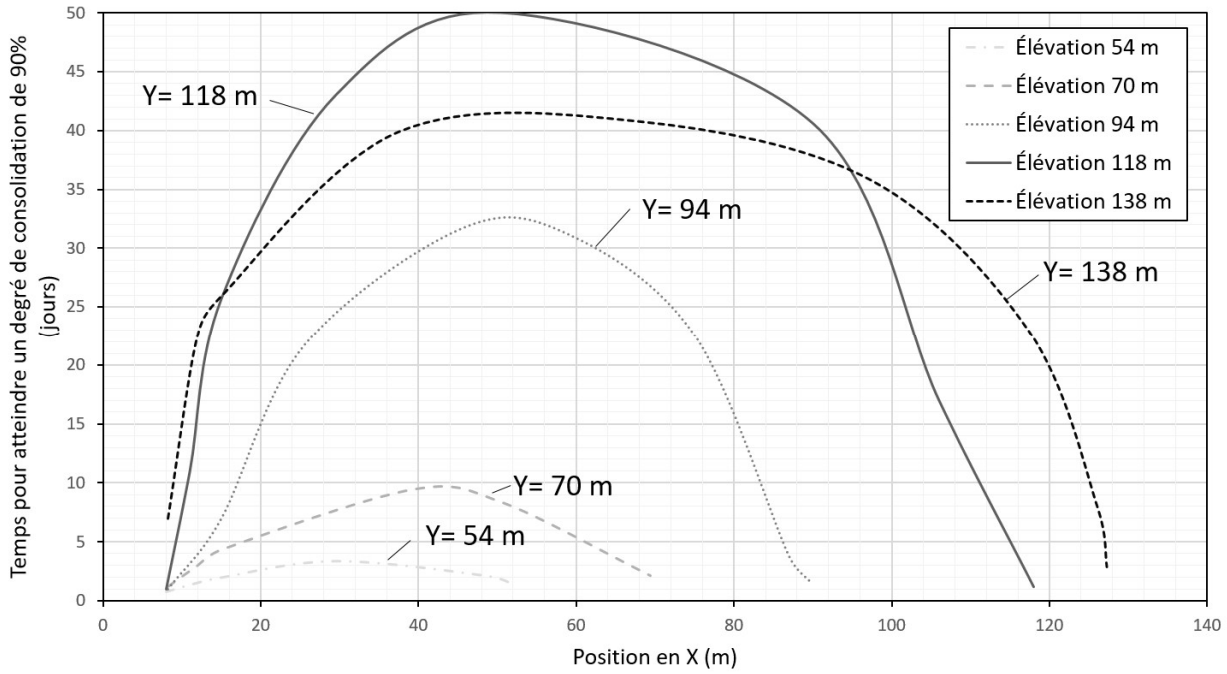


Figure 5.16: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la position en X pour la combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante, après la déposition du rehaussement 34.

5.2.5 Synthèse des effets des inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus

L'utilisation d'inclusions de roches stériles réduisait la durée de consolidation des résidus. La durée de consolidation dépendait principalement de la distance avec les roches stériles (figure 5.17), contrairement au cas sans inclusion où la durée de consolidation dépendait surtout de la distance des résidus avec la surface. Par exemple, la consolidation était plus rapide à une élévation de 54 mètres qu'à une élévation de 118 mètres lorsqu'il y avait des inclusions de roches stériles dans la fosse (figure 5.11, figure 5.14, figure 5.16). Le temps de consolidation $t_{90\%}$ à une élévation de 54 mètres après la déposition du rehaussement 34 était de :

- 3 jours avec la combinaison de l'enveloppe perméable, du tapis drainant et de l'inclusion drainante
- 32 jours avec l'utilisation de l'enveloppe perméable
- 43 jours avec l'utilisation de l'inclusion drainante

contre 92 jours pour le cas de base sans inclusion (figure 5.17). La consolidation des résidus miniers était donc jusqu'à 90 jours plus rapide que dans le cas sans inclusion lorsque la combinaison de toutes les méthodes de co-disposition était utilisée. Des tendances similaires ont été observées pour les autres rehaussements.

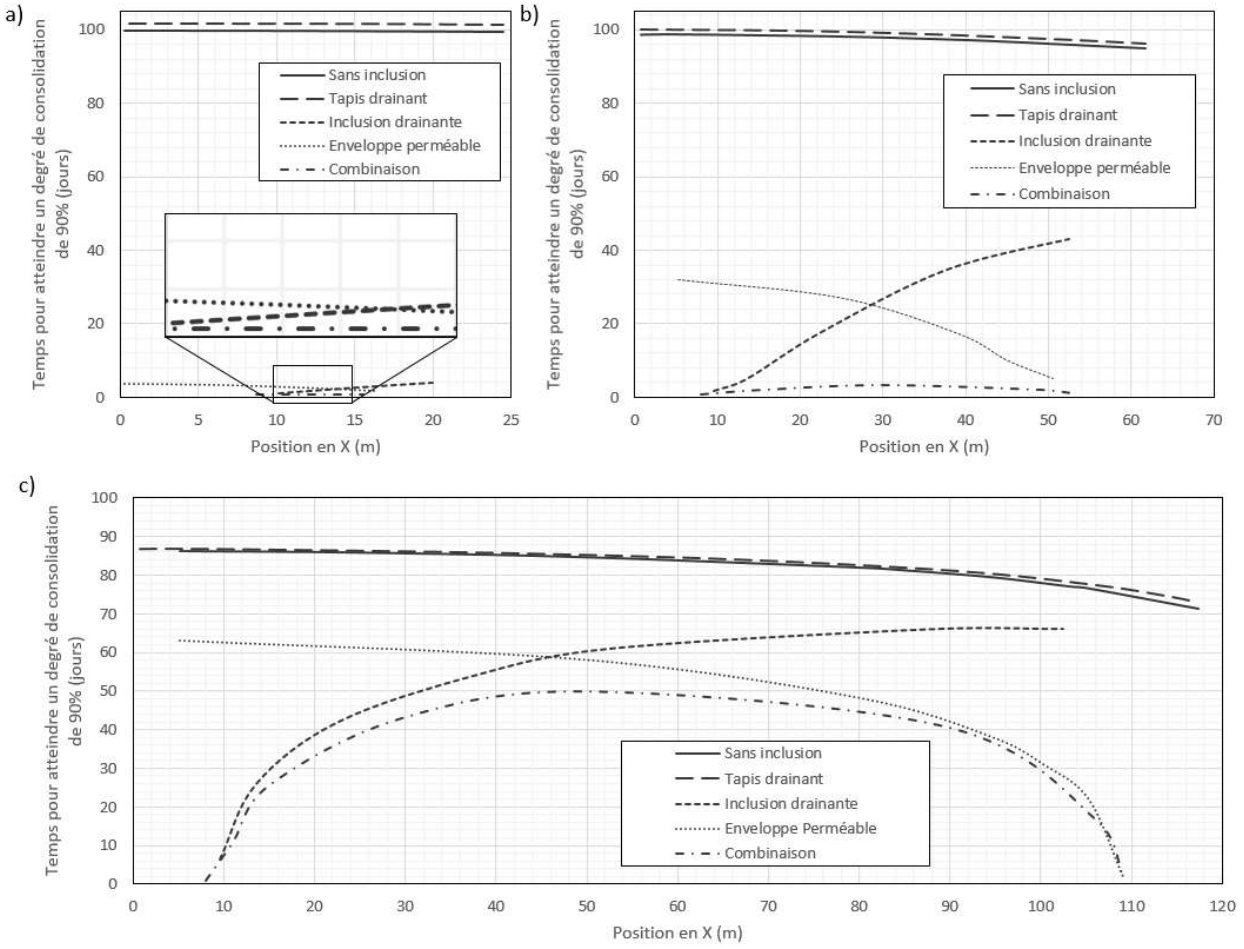


Figure 5.17: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) après la déposition du rehaussement 34 à des élévations a) de 10 mètres, b) de 54 mètres et c) de 118 mètres dans une fosse sans inclusion de roches stériles, avec un tapis drainant, avec une enveloppe perméable, avec une inclusion drainante et avec la combinaison d'une enveloppe perméable, d'un tapis drainant et d'une inclusion drainante (Combinaison).

Le tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ était toujours plus élevée lorsque toutes les méthodes de co-disposition étaient combinées (figure 5.18). Les plus petits déplacements verticaux ont été observés

pour le cas de base. Le tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ était compris entre 0,40 et 0,48 mètre pour le cas sans inclusion et entre 0,48 et 0,52 mètre pour la combinaison des 3 types d'inclusion (tableau 5-3). Les tassements différentiels étaient similaires aux déplacements maximaux simulés puisque le déplacement vertical aux frontières avec le roc ou les roches stériles était quasi nul (figure 5.18).

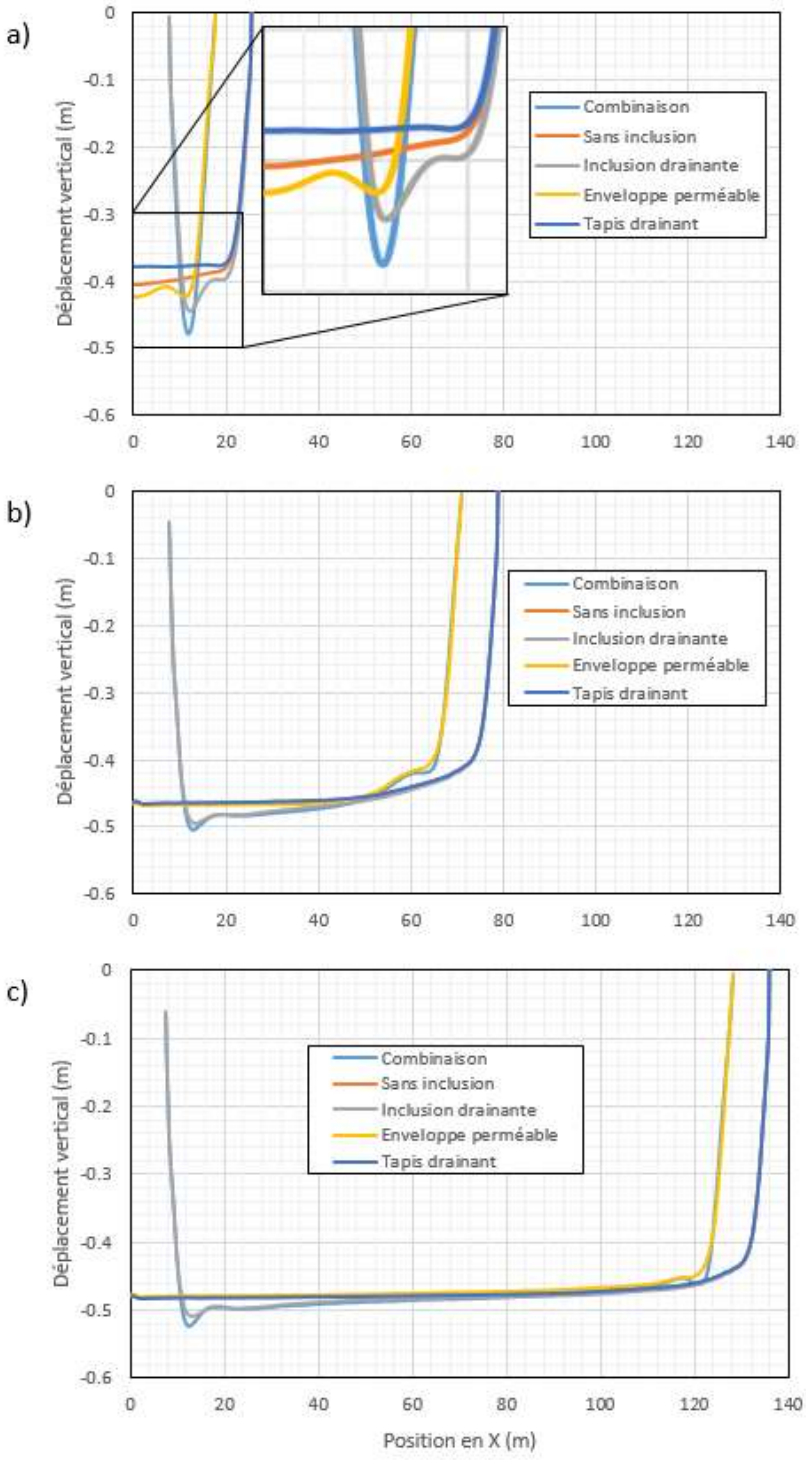


Figure 5.18: Déplacement vertical des résidus (en m) simulé dans la fosse sans inclusion de roches stériles, avec une inclusion drainante, avec une enveloppe perméable, avec un tapis drainant et avec la combinaison de tous les types d'inclusions de roches stériles un an après la déposition des rehaussements a) 2 (Y = 12 m), b)17 (Y = 72 m) et c) 34 (Y = 140 m)

Tableau 5-3: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des résidus mesuré 1 an après la déposition des rehaussements 2, 17 et 34.

	Tassement maximal (m)		
	Rehaussement 2	Rehaussement 17	Rehaussement 34
Cas de base	0,404	0,465	0,482
Enveloppe perméable	0,425	0,470	0,481
Tapis drainant	0,413	0,466	0,484
Inclusion drainante	0,445	0,495	0,509
Combinaison	0,478	0,503	0,524

La combinaison de toutes les dispositions de roches stériles (enveloppe perméable, tapis drainant et inclusion drainante) a été utilisée pour l'étude paramétrique de la fosse puisque cette approche était la plus efficace pour permettre aux résidus miniers de se consolider plus rapidement. Le tassement différentiel était plus élevé pour ce scénario, mais il permettait aussi d'entreposer plus de résidus et de débuter la restauration plus rapidement après la déposition du dernier rehaussement. L'utilisation d'une enveloppe perméable, d'une inclusion drainante et d'un tapis drainant permettait également d'envisager plusieurs types de conception de restauration (imperméabilisation par consolidation, déviation de l'écoulement régional par enveloppe perméable) (section 2.5.2) et d'entreposer une partie des rejets de roches stériles dans la fosse.

5.3 Géométrie de la fosse

L'effet de la largeur de la fosse a été évalué au moyen de deux modèles dans lesquels la largeur à la base de la fosse était de 40 mètres (géométrie de base) et 120 mètres, car la distance par rapport à la surface des résidus et le tapis drainant influence la durée de la consolidation. L'inclusion drainante en roches stériles de 15 mètres de largeur est restée au centre de la fosse (X=0 à 7,5 m) et les points du modèle situés à proximité de la paroi du roc fracturé ont été déplacés sur l'axe des X de + 40 mètres. Le reste du modèle n'a pas été modifié (figure 5.19). La taille du maillage n'a pas été modifié.

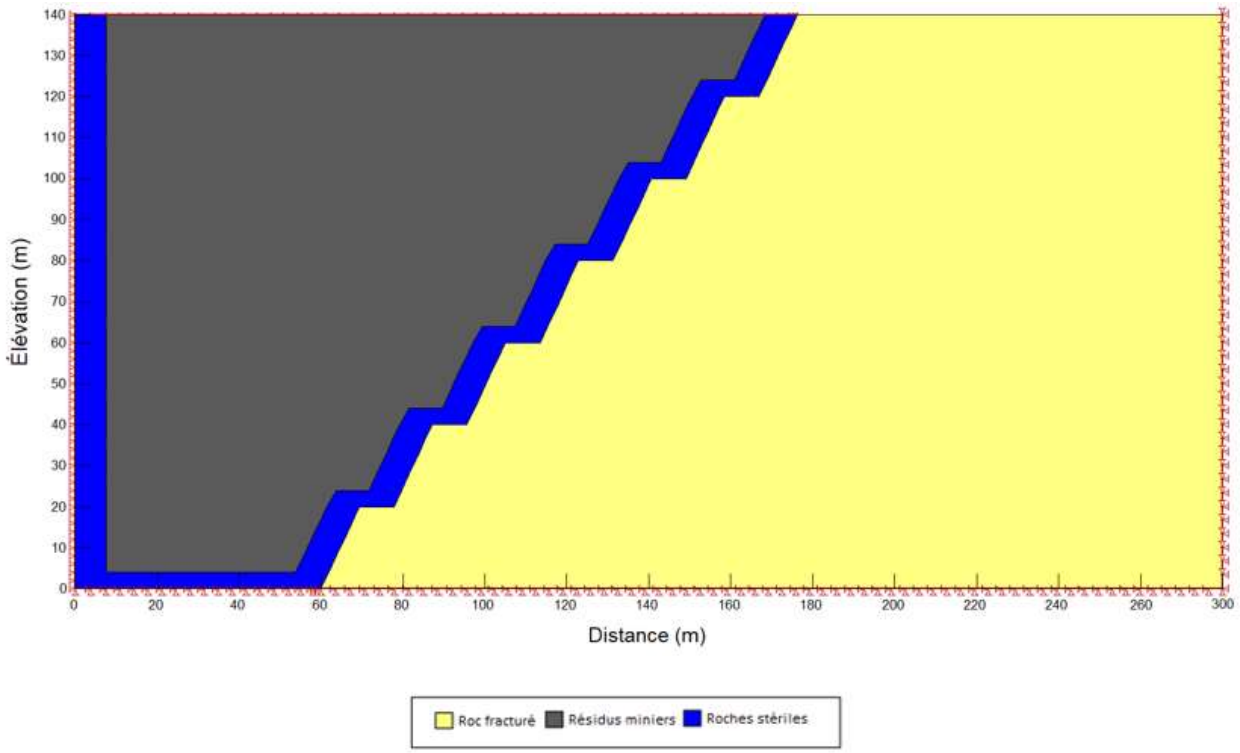


Figure 5.19: Géométrie de la fosse de largeur de 120 mètres à la base. Les inclusions de roches stériles sont représentées en bleu (combinaison d'un tapis drainant, d'une inclusion centrale et d'une enveloppe perméable). Les conditions frontières (identiques au cas de base) sont également indiquées.

L'augmentation de la largeur de la fosse n'affectait pas significativement les tassements maximaux $t_{max\ 1\ an}$ simulés ; Ils étaient comparables dans les deux cas analysés (figure 5.20). Par exemple, les tassements maximaux $t_{max\ 1\ an}$ simulés au sommet des rehaussements étaient compris entre 0,44 et 0,52 mètre pour une fosse de 120 mètres contre 0,48 à 0,51 mètre pour une fosse de 40 mètres (tableau 5-4).

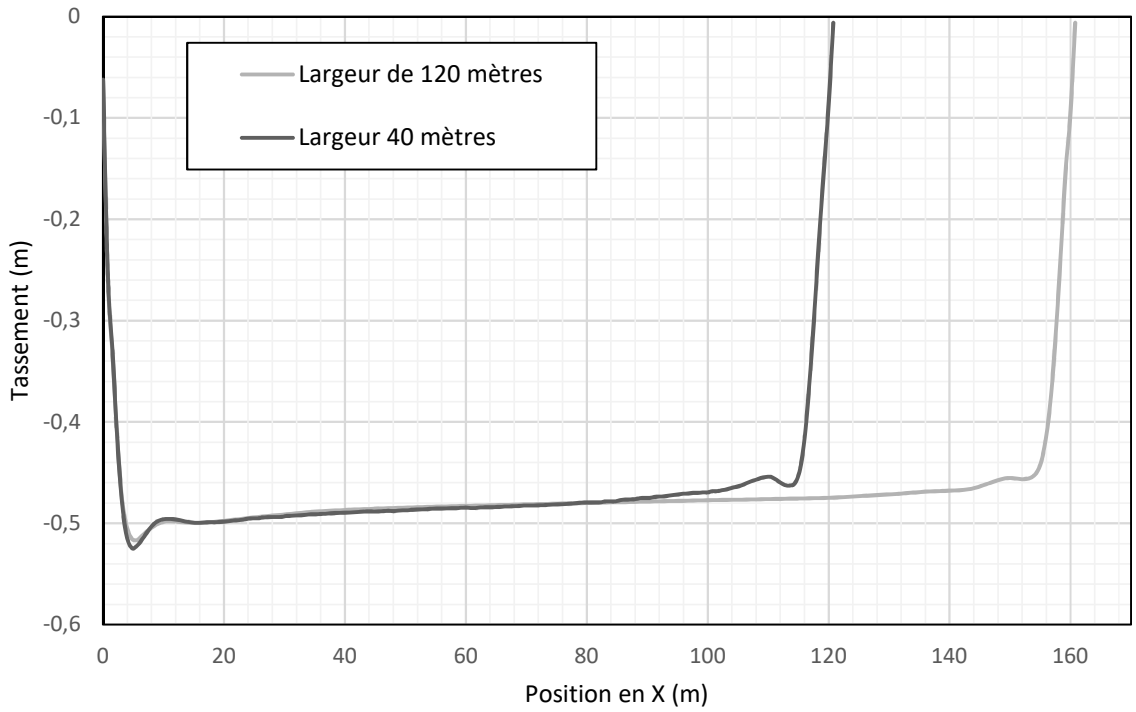


Figure 5.20: Profil des tassements simulés (en m) au sommet des résidus un an après la déposition du rehaussement 34 en fonction de la position en X pour une fosse de largeur de 40 mètres (géométrie de base) et une fosse de largeur de 120 mètres.

Tableau 5-4: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des rehaussements 2, 17 et 34 d'une fosse de demi-largeur de 60 et 20 mètres.

	Tassement maximal (m)	
	$L_{1/2}$ = 60 m	$L_{1/2}$ = 20 m
Rehaussement 2	0,44	0,48
Rehaussement 17	0,50	0,50
Rehaussement 34	0,52	0,51

L'augmentation de la largeur de la fosse augmentait significativement le temps de consolidation des résidus au milieu de la fosse où les pressions interstitielles en excès se dissipaient principalement par les inclusions drainantes et l'enveloppe perméable. Les temps de consolidation $t_{90\%}$ au centre du modèle (Y = 70 m) étaient de :

- 9,5 jours pour une largeur de résidus de 62,5 mètres
- 30 jours pour une largeur de résidus de 102,5 mètres.

La consolidation des résidus à proximité de la surface n'était pas affectée par la largeur de la fosse. Le temps de consolidation $t_{90\%}$ à 2 mètres de la surface était ainsi de 41,5 jours pour des largeurs de 119,8 et 159,8 mètres (figure 5.21). Les durées de consolidation des résidus à proximité du tapis drainant étaient aussi sensiblement les mêmes. Le temps de consolidation $t_{90\%}$ à 6 mètres au-dessus du tapis drainant après le rehaussement 34 était de :

- 1,0 jour pour une largeur de 9,3 mètres
- 2,1 jours pour une largeur de 49,5 mètres.

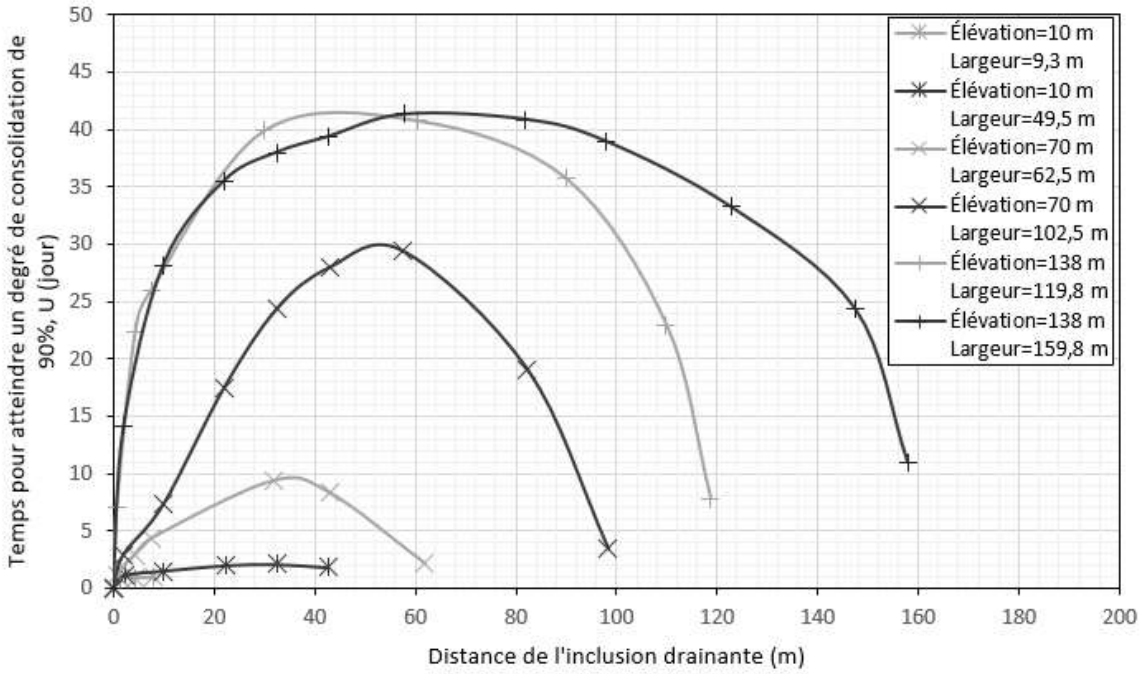


Figure 5.21: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la distance de l'inclusion drainante pour des élévations de 10, 70 et 138 mètres après la déposition du rehaussement 34 pour des fosses de largeur de 40 et 120 mètres à la base.

5.4 Indice de compression

L'influence de l'indice de compression sur les déplacements maximaux et la durée de consolidation a été évaluée au moyen de simulations numériques. L'indice de compression minimum de 0,06 et maximum de 0,16 (mesurés lors des essais de compression en colonne, section 4.2.3) ont été simulés.

L'indice de compression influençait significativement les tassements maximaux simulés dans les résidus. Les tassements maximaux $t_{max\ 1\ an}$ simulés après la déposition du rehaussement 34 augmentaient de 27 à 70 cm en augmentant l'indice de compression de 0,06 à 0,16 (tableau 5-5). Cette augmentation de 43 cm du tassement correspondait à un volume d'entreposage supplémentaire de 125 000 m^3 par rehaussement situé au sommet de la fosse, en considérant une fosse de longueur de 1 000 m pour la section simulée (section 2.5.3).

Tableau 5-5: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des résidus 1 an après la déposition des rehaussements 2, 17 et 34 pour des résidus possédant des indices de compression de 0,06, 0,11 et 0,16.

	Tassement maximal (m)		
	$C_{c\ min}$=0,06	$C_{c\ moy}$= 0,11	$C_{c\ max}$= 0,16
Rehaussement 2	0,24	0,48	0,63
Rehaussement 17	0,26	0,50	0,69
Rehaussement 34	0,27	0,51	0,70

Les temps de consolidation $t_{99\%}$ étaient plus élevés pour l'indice de compression maximal de 0,16 que pour les indices de compression plus faibles de 0,11 et 0,06. En effet, il était 100 jours plus rapide pour des résidus d'indice de compression de 0,06 que pour des résidus d'indice de compression de 0,16 à une élévation de 138 mètres après la déposition du rehaussement 34 (figure 5.22). L'écart entre les temps de consolidation $t_{90\%}$ simulés pour l'indice de compression maximal et minimal était moins important (36 jours), soit 64 jours de moins que pour l'écart entre les temps de consolidation $t_{99\%}$ (figure 5.23).

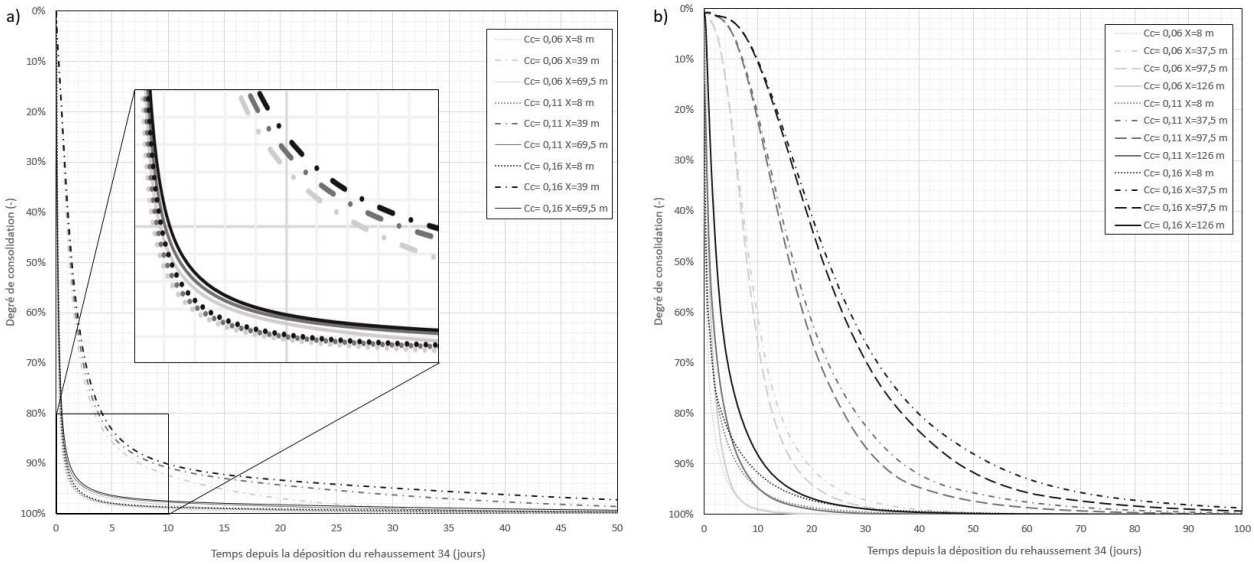


Figure 5.22: Degré de consolidation des résidus d'indice de compression de 0,06, de 0,11 et de 0,16 à des élévations de a) 70 mètres et b) 138 mètres lors de la déposition du rehaussement 34.

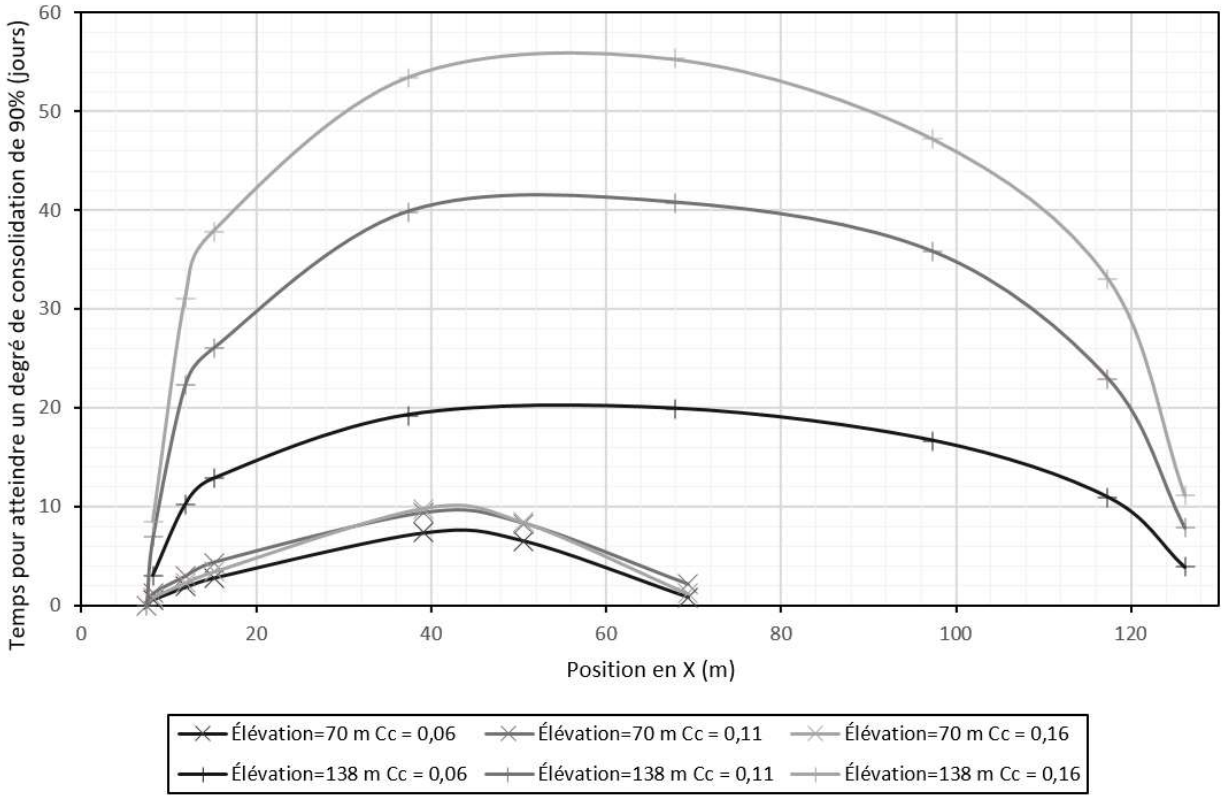


Figure 5.23: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) en fonction de la position en X après la déposition du rehaussement 34 pour des élévations de 70 et 138 mètres pour des indices de compressions de 0,06 ($C_{c\ min}$), 0,11 ($C_{c\ moy}$) et 0,16 ($C_{c\ max}$).

5.5 Perméabilité du roc

L'impact de la perméabilité du roc fracturé a été évalué numériquement. La conductivité hydraulique saturée a été augmentée de 7×10^{-8} m/s (Golder, 1984) à 2×10^{-6} m/s, puis à 7×10^{-5} m/s (Kuchling, Chorley, & Zawadzki, 2000; Morton & Müller, 2003; Gammons et al., 2009).

Les tassements maximaux $t_{max\ 1\ an}$ simulés au sommet des résidus étaient plus élevés lorsque le roc fracturé était plus perméable. Ils étaient compris entre (tableau 5-6) :

- 0,49 et 0,54 mètre pour une conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-5} m/s,
- 0,49 et 0,52 mètre pour une conductivité hydraulique saturée de 2×10^{-6} m/s
- 0,48 et 0,51 mètre pour une conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-8} m/s

Le volume supplémentaire qui pourrait être entreposé dans le cas où la conductivité hydraulique saturée du roc fracturé serait de 7×10^{-5} m/s (contre 7×10^{-8} m/s dans le cas de base) est d'approximativement 9 000 m^3 par rehaussement de 4 mètres à la surface de la fosse, en considérant une fosse de 1 000 mètres de long et la section étudiée (section 2.5.3)).

Tableau 5-6: Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) simulé au sommet des rehaussements 2, 17 et 34 d'une fosse avec un roc fracturé de conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-8} m/s et 7×10^{-5} m/s.

	Tassement maximal (m)		
	$k_{sat} = 7\times10^{-5}$ m/s	$k_{sat} = 2\times10^{-6}$ m/s	$k_{sat} = 7\times10^{-8}$ m/s
Rehaussement 2	0,49	0,49	0,48
Rehaussement 17	0,51	0,50	0,50
Rehaussement 34	0,54	0,52	0,51

L'augmentation de la conductivité hydraulique du roc fracturé a permis d'accélérer la consolidation des résidus (figure 5.24). Le temps de consolidation $t_{90\%}$ à la position X=69,5 mètres (à 0,5 mètres du roc fracturé) pour une élévation de 70 mètres après la déposition du rehaussement 34 était de :

- 2,1 jours pour un roc fracturé de conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-8} m/s
- 1 jour pour une conductivité hydraulique saturée de 2×10^{-6} m/s
- 0,5 jour pour un roc de conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-5} m/s.

Le temps de consolidation $t_{90\%}$ était de 1,5 à 2 fois plus faible pour des distances comprises entre 27,5 et 70 mètres du roc fracturé en augmentant la conductivité hydraulique saturée du roc fracturé de 7×10^{-8} m/s à 7×10^{-5} m/s alors qu'il était 4,7 fois plus faible à 8,5 mètres du roc (figure 5.25).

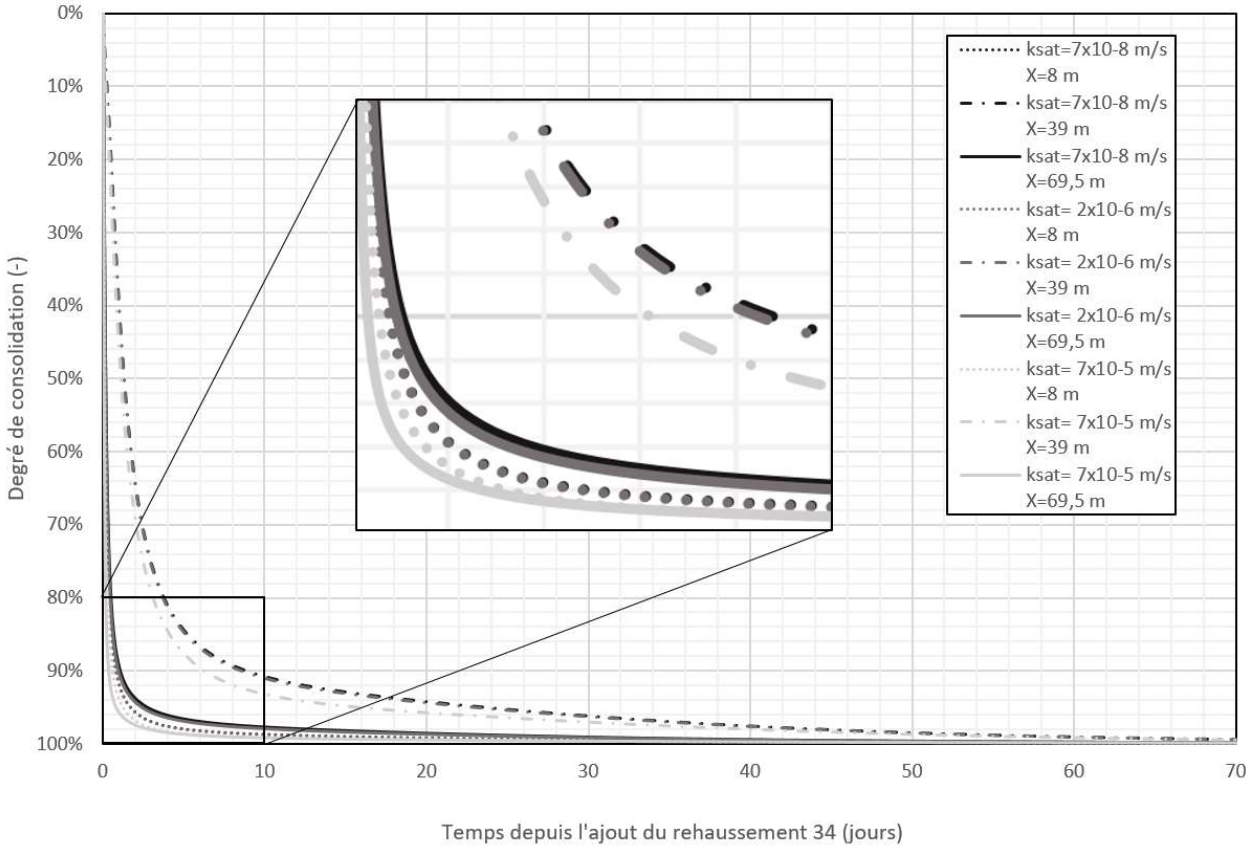


Figure 5.24: Degré de consolidation des résidus miniers après la déposition du rehaussement 34 à une élévation de 70 mètres dans la fosse avec un roc fracturé de conductivité hydraulique saturée de 7×10^{-5} m/s, 2×10^{-6} m/s et de 7×10^{-8} m/s.

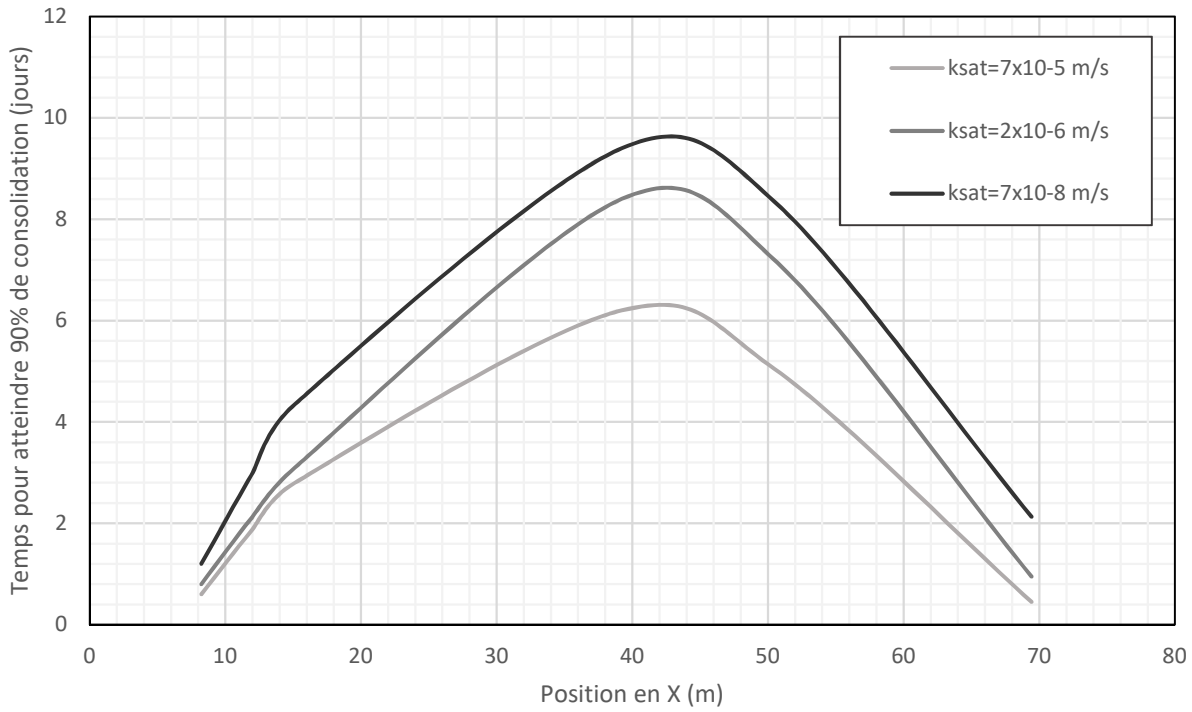


Figure 5.25: Temps de consolidation $t_{90\%}$ (en jours) à une élévation de 70 mètres après la déposition du rehaussement 34 avec une conductivité hydraulique saturée du roc fracturé de 7×10^{-5} m/s, de 2×10^{-6} m/s et 7×10^{-8} m/s.

5.6 Épaisseur des couches

La géométrie du modèle de base a été modifiée afin d'étudier l'influence de l'épaisseur des rehaussements sur la consolidation des résidus. La déposition des rehaussements 3, 18 et 34 a été faite en quatre étapes. Les rehaussements de 4 mètres ont été déposés en 4 couches de 1 mètre à 90 jours d'intervalle (taux de déposition constant de 4 m/année).

Le tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ causé par une couche de 1 mètre était compris entre 0,08 et 0,1 mètre. La somme des tassements maximaux $t_{max\ 1\ an}$ des quatre couches de 1 mètre était comprise entre 0,36 et 0,39 mètre et était plus petite que les tassements maximaux pour les rehaussements appliqués en 1 couche de 4 mètres compris entre 0,48 et 0,51 mètre (tableau 5-7). La différence de 12 cm entre les tassements simulés pour des couches de résidus de 1 mètre et de 4 mètres d'épaisseur représentait une différence d'environ 35 000 m^3 dans l'estimation du volume

d'entreposage pour un rehaussement de 4 mètres situé au sommet de la fosse considérant une longueur de fosse de 1 000 mètres et le profil étudié (section 2.5.3).

Tableau 5-7:Tassement maximal $t_{max\ 1\ an}$ (en m) au sommet des résidus causés par la déposition des couches des rehaussements 3, 18 et 34 après un an.

	Tassement maximal (m)					
	Couche 1	Couche 2	Couche 3	Couche 4	Couche 4x1 m	Couche 1x4 m
Rehaussement 3	0,09	0,10	0,09	0,08	0,36	0,48
Rehaussement 18	0,09	0,09	0,09	0,09	0,37	0,50
Rehaussement 34	0,10	0,10	0,10	0,10	0,39	0,51

Les couches de 1 mètre se consolidaient plus rapidement que les rehaussements de 4 mètres. Par exemple, le temps de consolidation $t_{90\%}$ des 4 couches de 1 mètre du rehaussement 34 à une élévation de 136 mètres était compris entre 10 et 17 jours tandis qu'il était de 38 jours pour le rehaussement 34 de 4 mètres (figure 5.26 b)). La consolidation des premiers rehaussements dans la fosse se fera donc plus lentement que les rehaussements du haut si la production de la mine reste constante (aire de la fosse augmente avec le niveau des résidus). Le taux de déposition avait toutefois une influence sur la durée de la consolidation. Le temps de consolidation $t_{99\%}$ total des 4 couches de 1 mètre à une élévation de 136 mètres était de 120 jours, soit 30 jours plus longs que pour le rehaussement de 4 mètres (figure 5.26 a) b)).

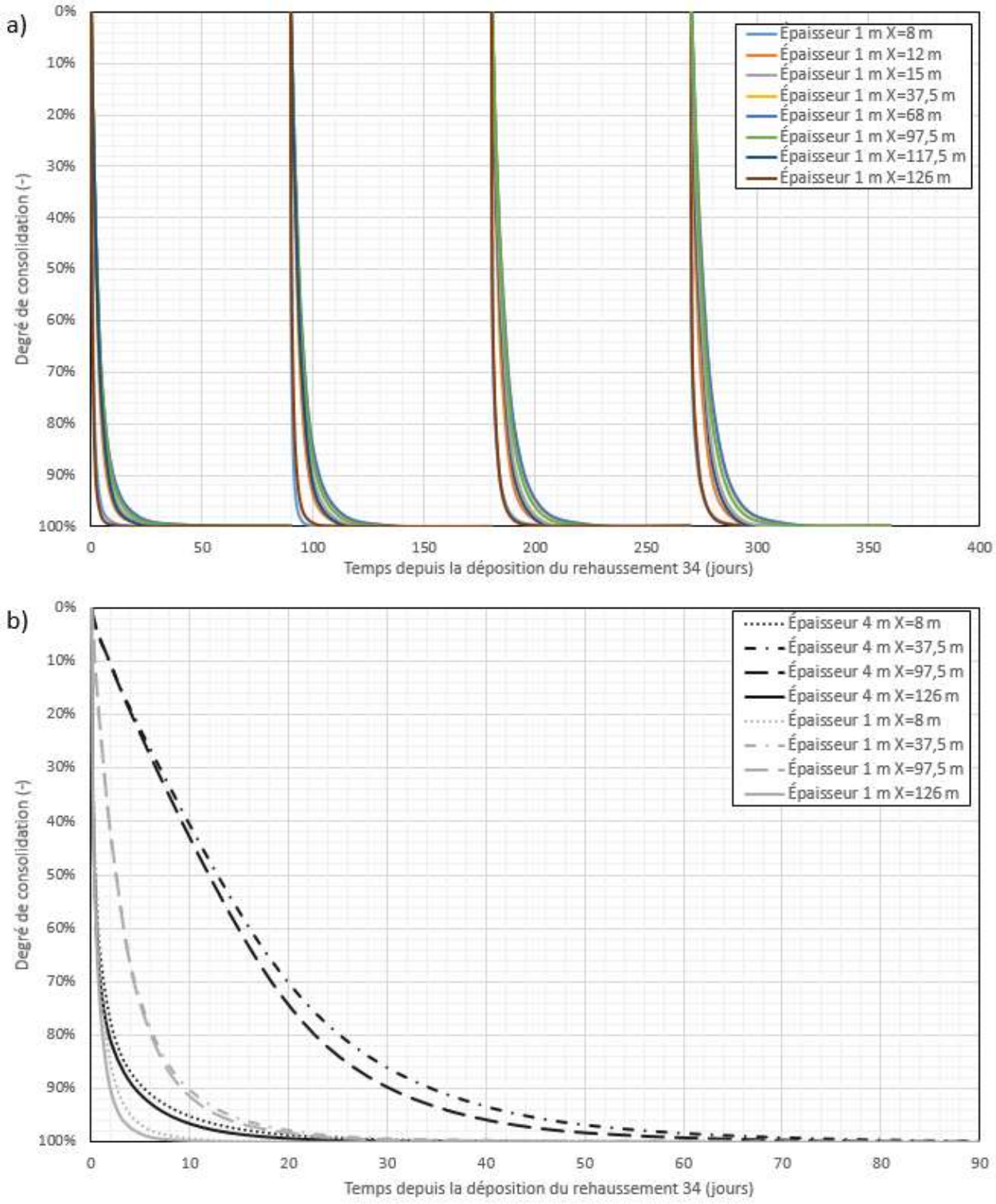


Figure 5.26: Degré de consolidation des résidus miniers au rehaussement 34 appliqué a) en 4 couches de 1 mètre et b) en 1 couche de 4 mètres à une élévation de 136 mètres.

CHAPITRE 6 ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSION

6.1 Évaluation des paramètres de consolidation des résidus

Des essais de compression en colonne ont été réalisés selon l'approche proposée par Essayad (2015), afin de déterminer les paramètres de consolidation des résidus Westwood selon différentes conditions de drainage. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres de consolidation pour des spécimens significativement plus épais que dans l'essai œdométrique et pour un état initial plus proche de celui observé sur le terrain (Suthaker, 1997; Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). Le protocole des essais a également été sensiblement modifié afin, notamment, de simuler un drainage par le haut et le bas des échantillons et un remplissage progressif, ainsi que pour mesurer la conductivité hydraulique saturée au cours de l'essai.

Le temps de consolidation était plus rapide avec les essais de type B et C (drainés à la base et au sommet des résidus), qu'avec les essais de type A (drainés uniquement au sommet). L'ajout d'un drain à la base des essais de compression en colonne diminuait l'indice de compression des résidus Westwood d'environ 0,03 (soit environ -30%) et augmentait l'indice de recompression d'environ 0,003 en moyenne (soit environ +75%). La diminution de l'indice de compression, et donc du tassement, pouvait être reliée à des phénomènes dépendant du temps (durée du palier). Des déplacements (jusqu'à 30% du tassement de consolidation primaire) ont été observés dans certains cas après que les pressions interstitielles en excès se soient dissipées en totalité. Ces résultats pourraient être attribués au phénomène de fluage (Morsy, Morgenstern, & Chan, 1995; Suthaker, 1997; Kim & Leroueil, 2001; Jeeravipoolvarn et al., 2008). Le fluage est un phénomène plastique qui crée une déformation liée à la contrainte et au temps (Morsy, Chan, & Morgenstern, 1995). Le fluage aurait également pu se produire au fur et à mesure que les pressions interstitielles se dissipaient à travers l'échantillon (Suthaker, 1997; Kim & Leroueil, 2001) . Par exemple, les résidus au sommet de la colonne auraient pu se trouver en phase de consolidation secondaire (fluage) alors que les résidus à la base auraient encore été en consolidation primaire (dissipation des pressions interstitielles en excès). Le fluage des résidus aurait ainsi pu expliquer les déplacements mesurés après la dissipation des pressions interstitielles lors des paliers durant plusieurs heures (Palier 5 de l'essai A-9). Toutefois, l'épaisseur des échantillons de résidus (comprise entre 28 et 39 cm) ne semblait pas influencer ici les indices de compression des essais mesurés, contrairement à ce qui est généralement attendu selon la théorie de fluage (Murakami,

1988). Les déplacements observés dans les colonnes après la dissipation des pressions interstitielles en excès pourraient donc aussi être attribués à des incertitudes de mesures ou aux conditions du montage (p.ex. position des capteurs de pression).

Le module de Young des résidus Westwood était de 7200 kPa pour une contrainte de 272 kPa selon d'autres études antérieures(Coulibaly et al., 2016). Ces mesures sont proches de la valeur estimée par l'équation 4.1 (E = 7326 kPa) pour une même contrainte de 272 kPa. Les relations entre le module de Young et la contrainte effective verticale pour les résidus de Canadian Malartic mesurées par Essayad (2015) et Boudrias (2018) sont similaires à la relation mesurée pour les résidus Westwood (tableau 6-1).

Tableau 6-1: Relation entre le module de Young (E) et la contrainte effective (σ'_v) mesurée à partir des essais de compression en colonne pour les résidus Westwood et Canadian Malartic d'indice de compression (C_c) similaire.

Résidus Westwood (cette étude)	**$E = 17{,}2\ \sigma'^{1{,}08}_v$**	**C_c = 0,06 à 0,16**
Résidus Canadian Malartic Boudrias (2018)	$E = 38{,}985\ \sigma'_v$	C_c = 0,06 à 0,08
Résidus Canadian Malartic Essayad (2015)	$E = 23{,}8\ \sigma'^{1{,}03}_v$	C_c = 0,08 à 0,10

Les coefficients de compressibilité n'étaient pas influencés par le type d'essais (A, B et C). La hauteur et le double drainage sont pris en compte dans le calcul du paramètre (équation 2.43 et 2.45). Les coefficients de consolidation mesurés à partir des essais de compression en colonne pour les résidus miniers de la mine Westwood (0,2 à 12,4 cm^2/s) étaient dans le même ordre de grandeur que ceux mesurés à partir des essais de compression en colonne pour les résidus Canadian Malartic par Boudrias (2018) (entre 0,045 et 2,49 cm^2/s), Essayad (2015) (entre 0,02 et 6,6 cm^2/s) et Bolduc (2012) (entre 0,01 et 3 cm^2/s). Les coefficients de consolidation mesurés avec l'essai de

compression en colonne étaient plus élevés que les valeurs usuelles pour des résidus miniers ML (0,001 à 1 cm^2/s) (Wels, Barnekow, Haase, Exner, & Jakubick, 2000; Qiu & Sego, 2006; Bussière, 2007; Moghaddam et al., 2016).

La préparation des résidus a été réalisée à des teneurs en eau massique initiales comprises entre 38 et 50%. En pratique cependant, les teneurs en eau massique au début des essais, soit après 24 heures de sédimentation, étaient systématiquement comprises entre 35 et 40% (section 3.2.1). Par exemple, les résidus des essais A-2 et A-5 ont été préparés à des teneurs en eau massique de 50 et 39% respectivement, mais au début du chargement (24 heures après la déposition des résidus dans la colonne) les deux échantillons avaient une teneur en eau massique de 37%. Une teneur en eau massique de préparation supérieure à 35% avait donc peu d'influence sur la consolidation des résidus ; elle pouvait cependant influencer la vitesse de tassement lors de la sédimentation(Pane & Schiffman, 1997; Pedroni, 2011). La réalisation d'un essai avec une teneur en eau initiale inférieure à 35% était par contre plus complexe, car l'échantillon n'était pas nécessairement saturé dans ces conditions. Les mesures étaient donc peu représentatives du comportement attendu des résidus en place, car la formation de poches d'air lors de la déposition réduisait la résistance de l'échantillon. L'indice de compression était toutefois similaire pour des contraintes effectives supérieures à 100 kPa (correspondant à une épaisseur équivalente de 5 mètres de résidus). Un comportement similaire a par exemple été observé pour des résidus de sables bitumineux fins dont les courbes de consolidation tendaient à converger à partir de contraintes effectives supérieures à 10 kPa malgré des indices des vides et des teneurs en eau initiales différentes (Jeeravipoolvarn et al., 2008).

Plusieurs phénomènes ont pu influencer les tassements mesurés dans les essais de type C, tels que la sédimentation et la variation de la saturation dans l'échantillon avant le début du chargement de l'échantillon ; ces phénomènes ont aussi été observés lors d'essais en colonne de résidus consolidés sous leur propre poids (Jeeravipoolvarn, Scott, & Chalaturnyk, 2009; Junqueira, Habte, & Ken, 2017). L'indice de compression des essais de type C s'est stabilisé à des contraintes effectives supérieures à 100 kPa tout comme à l'essai A-8 où le degré de saturation était d'environ 70%. Le degré de saturation a un effet à court terme, mais il tend à diminuer à mesure que les contraintes augmentent.

Les mesures de la conductivité hydraulique saturée au cours de certains essais en colonnes ont montré une bonne corrélation avec le modèle prédictif de modèle Kozeny-Carman modifié (Mbonimpa et al., 2002). La conductivité hydraulique des résidus Westwood variait avec l'indice des vides selon une relation du type (e^5 / (1 + e))). Ces résultats ont permis de mieux représenter la variation de conductivité hydraulique au cours de la consolidation et de la déposition des résidus dans la fosse dans les simulations numériques.

6.2 Calibration et validation d'un modèle numérique à partir d'essais de compression en colonne

Les simulations numériques peuvent permettre d'extrapoler les résultats de laboratoire à plus grande échelle, mais nécessitent d'abord d'être validés, et parfois calibrés, au moyen d'essais expérimentaux (Azam et al., 2009; Bolduc, 2012; Boudrias, 2018). Les simulations dans ce projet ont été réalisées au moyen du code SIGMA/W (Geoslope, 2018). Ce code a été utilisé par d'autres pour simuler le comportement hydrogéotechnique des résidus miniers (Pedroni, 2011; Bolduc, 2012; Jaouhar, 2012; Essayad, 2015; Saleh Mbemba, 2016; Boudrias, 2018).

Les simulations numériques des essais de compression en colonne réalisées dans le cadre de cette étude représentaient généralement bien le comportement des résidus observé au laboratoire. Les indices des vides mesurés étaient notamment très bien reproduits pas les simulations. Les déplacements simulés par le code SIGMA/W au cours des premiers paliers ($\sigma' \leq 10$ kPa) estimaient moins bien les valeurs mesurées, mais les différences tendaient à diminuer à mesure que les contraintes augmentaient (section 4.3.3). Ce comportement a été observé par d'autres (Boudrias, 2018). Les pressions interstitielles en excès simulées étaient plus élevées que celles mesurées au laboratoire, mais correspondaient cependant à celles attendues par la théorie ($\Delta\sigma_{appliquées}=\Delta u$) et se dissipaient sensiblement à la même vitesse que dans les colonnes. Les paramètres calibrés et utilisés dans les simulations numériques des essais de compression en colonne étaient tous compris dans les intervalles de valeurs mesurées au laboratoire. Des observations semblables ont été faites par d'autres auteurs. Par exemple, les paramètres des résidus Canadian Malartic mesurés au laboratoire ont été utilisés directement dans le logiciel SIGMA/W sans calibration et les résultats simulés correspondaient bien aux résultats de laboratoire attendus (Boudrias, 2018)

Les lois de comportement Cam Clay modifié et élasto-plastique permettaient de bien reproduire les comportements observés au laboratoire. L'analyse effectuée avec SIGMA/W au moyen des lois de comportement élasto-plastique et linéaire élastique a montré que les résidus se déformaient dans le domaine élastique pour des contraintes effectives inférieures à 450 kPa. Il demeurait donc une certaine incertitude quant à la capacité du modèle élasto plastique à simuler correctement la consolidation pour des contraintes effectives plus élevées (comme dans le cas d'une fosse). En effet, un comportement plastique est généralement attendu pendant la consolidation primaire (Kim & Leroueil, 2001). Pour ces raisons, le modèle CCM a été utilisé dans cette étude pour simuler le comportement des résidus déposés dans les fosses.

Les simulations des essais A-2, B-3 et C-2 ont validé que le logiciel SIGMA/W permettait de bien représenter la consolidation des résidus avec les paramètres calibrés. Les déplacements des premiers paliers étaient toutefois moins bien prédits pour les trois essais.

L'une des raison pourrait être que la sédimentation des résidus n'était pas prise en compte par le logiciel SIGMA/W. La phase de sédimentation n'était pas problématique pour les simulations numériques des essais de type A et B, car le chargement a débuté 24 heures après la déposition des résidus. Les résidus ont ainsi été simulés à des indices des vides initiaux mesurés après la phase de sédimentation. La phase de sédimentation suivant la déposition des résidus était par contre présente dans les premiers paliers (couche 1, couche 2 et couche 3) des essais de type C, car la déposition des résidus elle-même consistait aux premiers paliers de chargement. Les résultats de la simulation des premiers paliers de type C ($\sigma' \leq 10$ kPa) étaient peu représentatifs des résultats expérimentaux ; les tassements mesurés correspondaient aux déplacements reliés à la fois à la sédimentation et à la consolidation des résidus (Boudrias, 2018).

L'éventuel phénomène de fluage mentionné plus tôt n'a pas été simulé dans le logiciel SIGMA/W et les déplacements simulés cessaient une fois les pressions interstitielles en excès dissipées. La calibration de l'essai A-4 a été réalisée afin que les simulations numériques représentent le plus réalistement possible l'essai expérimental. Étant donné que les résidus dans les essais de type A auraient été plus susceptibles de subir un fluage pendant la consolidation primaire (consolidation plus lente), il serait intéressant à l'avenir de calibrer le modèle avec un essai de type B également afin de comparer les deux calibrations.

6.3 Co-disposition des rejets miniers dans les fosses

Le comportement de résidus déposés dans une fosse avec ou sans inclusion de roches stériles a été analysé au moyen de simulations numériques réalisées avec le code SIGMA/W. Les propriétés des résidus étaient celles calibrées sur les résultats des essais en colonnes (section 6.2) et les propriétés des roches stériles étaient tirés de Boudrias (2018). La géométrie du modèle était inspirée du cas de la fosse Doyon (section 2.5.3). Les contraintes totales verticales correspondaient au poids des terres au centre de la fosse, mais étaient plus faibles qu'attendu le long des parois. Les contraintes verticales, les déplacements et l'indice des vides étaient plus faibles le long des parois et plus élevés à la surface des bancs que ceux simulés au centre de la fosse, ce qui pourrait être comparé à l'effet d'arche. Les déplacements se produisaient plus rapidement au niveau des bancs qu'au centre de la fosse.

La consolidation primaire des résidus déposés dans la fosse en l'absence d'inclusions de roches stériles se produisait majoritairement (90%) au cours des 3 mois suivants la déposition du dernier rehaussement (Y = 136 à 140 m) et était complétée totalement après 5 mois. Les résidus se consolidaient plus rapidement à proximité des parois de la fosse qu'au centre de la fosse en raison de la conductivité hydraulique relativement élevée du roc fracturé ($k_{sat} = 7 \times 10^{-8}$ m/s). La co-disposition des rejets permettrait d'entreposer 120 000 m^3 de roches stériles par rehaussement en considérant une fosse de 1 000 mètres et la section étudiée (section 2.5.3).

Les inclusions de roches stériles permettaient d'accélérer la consolidation des résidus dans la fosse. Un effet marqué était observé pour une enveloppe perméable et une inclusion drainante placée au centre de la fosse, qui, dans les deux cas, réduisaient d'environ 15 jours le temps nécessaire pour atteindre 90% de consolidation. La distance d'influence de l'inclusion drainante était d'environ 85 mètres dans la fosse à une élévation de 118 mètres et semblable à la distance d'influence de l'inclusion drainante dans un parc à résidus d'une hauteur de 35 mètres de 70 mètres (2H) obtenues par les simulations numériques de Boudrias (2018). Le tapis drainant utilisé seul avait un effet significativement moins marqué que l'enveloppe perméable et la diminution du temps requis pour atteindre 90% de consolidation ne dépassait pas 2 jours). En effet, l'eau à l'intérieur du tapis drainant ne pouvait pas se drainer vers la surface quand il était utilisé seul, et son intérêt restait donc limité. Le tapis drainant devenait plus efficace lorsqu'il était combiné à une enveloppe perméable et/ou à une inclusion drainante.

L'utilisation d'inclusions de roches stériles permettait également de générer des tassements plus importants. Un tapis drainant combiné à une enveloppe perméable et à une inclusion drainante au centre de la fosse générait des tassements jusqu'à 10% plus élevés que le cas de base ce qui représentait environ 150 000 m^3 de résidus pour un seul rehaussement situé au sommet de la fosse (en supposant une largeur constante et une longueur de 1 000 mètres).

La largeur de la fosse ne semblait pas avoir d'effet marqué sur les tassements au sommet des résidus pour les cas simulés. Les différences de tassement simulées entre une fosse de 40 m et de 120 m de large à la base ne dépassaient ainsi pas 4 cm. La largeur de la fosse avait en particulier peu d'effet sur la consolidation des résidus situés au sommet, le long des parois, ou encore à la base en raison du rôle du tapis drainant. Toutefois, l'augmentation de la largeur de la fosse augmentait le temps de consolidation des résidus jusqu'à 20 jours au centre de la fosse. Des inclusions intermédiaires parallèles à la section étudiée pourraient permettre de contrecarrer l'effet de largeur.

Les simulations étaient particulièrement sensibles au choix de l'indice de compression. Les tassements calculés avec les valeurs minimales et maximales mesurées au laboratoire au cours des essais en colonnes (soit C_c = 0,06 et 0,16 respectivement) pouvaient varier jusqu'à plus de 60%. L'indice de compression était donc aussi un paramètre important pour la prédiction du volume de résidus pouvant être entreposés dans la fosse. Les temps requis pour atteindre 90% de la consolidation étaient en moyenne 25% plus longs (+3 jours environ) avec l'indice de compression maximal au bas de la fosse, mais cette différence pouvait atteindre 65% (36 jours) au milieu de la fosse remblayée.

L'augmentation de la conductivité hydraulique du roc fracturé accélérait légèrement la consolidation des résidus et augmentait de 6% le tassement maximal mesuré 1 an après le dernier rehaussement (ce qui représentait environ 9 000 m^3 pour une longueur de fosse de 1000 mètres et une largeur constante). Le temps pour atteindre un degré de consolidation de 90% était jusqu'à 75% (1,6 jour) plus rapide que dans le cas de base avec inclusions. Des problèmes liés à la contamination des eaux souterraines régionales pourraient être soulevés dans le cas d'un roc fracturé très perméable (West et al., 2003; MEND, 2015).

Selon le taux de production et la taille de la fosse, l'épaisseur des rehaussements pourrait également varier selon les cas et au cours du temps. Les simulations numériques ont montré que des rehaussements de 1 mètre se consolidaient entre 70 et 80 jours plus rapidement que des

rehaussements de 4 mètres. Le temps total pour consolider quatre rehaussements de 1 mètre demeurait toutefois 30 jours plus élevé que le temps pour consolider un rehaussement de 4 mètres. Le tassement mesuré au sommet des résidus pour un seul rehaussement était 25% (12 cm) plus élevé lorsqu'un seul rehaussement de 4 mètres était appliqué.

6.4 Discussion

6.4.1 Essais de compression en colonne

Les essais de compression en colonne ont permis de caractériser la consolidation des résidus dans des conditions plus proches du terrain que des essais œdométriques (Suthaker, 1997; Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). Certaines limitations ont toutefois pu être observées.

Des capteurs de pression permettaient de mesurer les pressions interstitielles en trois points répartis le long des échantillons, mais il n'a pas été possible de faire le suivi des pressions interstitielles en excès dans l'ensemble de la colonne. Les déplacements observés après la dissipation des pressions interstitielles ont été attribués au fluage des résidus, mais pourraient aussi être dus à la dissipation des pressions interstitielles en excès dans les résidus situés entre les capteurs de pression. Les données des capteurs de pression ont également dû être ajustées à quelques reprises selon des valeurs mesurées manuellement à la fin et au début du lancement du système d'acquisition, ce qui semble indiquer une certaine déviation des mesures au cours du temps. Leur calibration aurait dû être vérifiée plus régulièrement pour améliorer leur précision et la confiance dans les mesures.

Les contraintes appliquées n'étaient pas reprises en totalité par les pressions interstitielles mesurées. Deux hypothèses ont été formulées par Boudrias (2018) pour expliquer ce phénomène. La première était que les quelques secondes nécessaires pour que les résidus reprennent les pressions interstitielles seraient suffisantes pour dissiper une partie des pressions interstitielles en excès. Les résidus Canadian Malartic utilisés alors avaient une conductivité hydraulique saturée $k_{sat} = 2\times10^{-7}$ m/s (Boudrias, 2018) similaire à celle des résidus Westwood étudiés ici ($k_{sat} = 5\times10^{-7}$ m/s), ce qui laisse penser qu'un phénomène semblable aurait pu se produire ici. La seconde hypothèse était que la friction entre la paroi de la colonne et les résidus diminue la contrainte effective appliquée sur les résidus au niveau des capteurs de pressions. Cette explication pourrait également s'appliquer au présent projet puisque les colonnes employées au laboratoire étaient identiques à celles du projet de Boudrias (2018). La contrainte effective était également moins bien

reprise à la base des résidus qu'au sommet. Le frottement entre les résidus et les parois de la colonne reste cependant un phénomène inévitable (Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Boudrias, 2018). L'effet du frottement entre les résidus et les parois de la colonne a été étudié par Boudrias (2018) en considérant les équations des effets d'arches (Zheng et al., 2018). Il a été conclu que la friction n'affectait pas significativement le paramètre de l'indice de compression des résidus.

La mesure des volumes d'eau recueillis au sommet et à la base des résidus avait pour but de confirmer la réduction du volume des vides sur l'ensemble de la colonne de résidus. L'évaporation a toutefois eu un impact trop important sur les mesures de volume puisque certains paliers ont duré plusieurs jours ; le volume d'eau recueilli était souvent nul lorsque les paliers avaient lieu pendant la nuit ou la fin de semaine, et ce malgré les déplacements mesurés. Un montage similaire à celui utilisé par Suthaker (1997) où le volume d'eau drainé est récupéré dans un système de burettes fermées permettrait de mieux contrôler les bilans d'eaux et de comparer les variations d'indices des vides et du volume d'eau recueillis.

6.4.2 Modélisation de la consolidation des résidus en fosse

Les simulations numériques ont permis d'étudier le comportement des résidus à plus grande échelle, lorsque déposés dans une fosse. La géométrie du modèle était basée sur la fosse Doyon (Abitibi, Québec). Plusieurs hypothèses ont cependant dû être posées.

Dans les simulations, la nappe phréatique dans le roc fracturé remontait en même temps que la surface des résidus. La nappe phréatique imposée au sommet du modèle à une distance de 240 mètres du centre de la fosse n'était pas suffisamment loin pour simuler un rabattement réaliste avec SEEP/W (un écoulement d'eau se faisait par les parois de la fosse au-dessus des résidus). Des conditions frontières de type pression hydrostatique ont été imposées le long des parois de la fosse au-dessus du niveau des résidus miniers afin de simuler un écoulement libre à travers le roc fracturé et limiter l'écoulement par le roc fracturé au-dessus du niveau des résidus.

L'interface entre le roc fracturé et les résidus créaient des incohérences numériques. Le roc, très résistant, ne se déplaçait pas tandis que les résidus se consolidaient. Les nœuds appartenant aux résidus et au roc le long de cette frontière ne pouvaient donc pas se déplacer librement ce qui créait un effet de friction artificiel entre le roc et les résidus. Un effet similaire a été observé par exemple

par Boudrias (2018) à l'interface entre les résidus et les inclusions de roches stériles. La taille des mailles a été réduite à 0,1 mètre à proximité du roc afin d'améliorer la convergence des calculs.

L'épaisseur des rehaussements était constante au cours du temps dans cette étude. Or, l'épaisseur des rehaussements peut varier selon le taux de production d'une mine et la géométrie de la fosse. Les inclusions de roches stériles pourraient alors être plus utiles au début de la déposition, car la hauteur de drainage et donc le temps de consolidation augmente avec l'épaisseur du rehaussement lorsqu'il n'y a pas d'inclusions de roches stériles.

Les rehaussements sont déposés en réalité en continu sur une période de plusieurs jours. La déposition instantanée des rehaussements pourrait cependant créer une discordance des résultats avec la réalité, car les pressions interstitielles en excès augmenteraient progressivement et pourraient se dissiper avant la fin de la période de déposition.

L'effet du climat sur la consolidation n'a pas pu être évalué dans le modèle numérique. L'analyse a été réalisée sur 365 jours consécutifs pour chaque rehaussement, mais sans considérer les saisons ni les effets de l'évaporation et du gel des résidus qui peuvent contribuer à densifier les résidus (Qi, Vermeer, & Cheng, 2006). L'effet du gel dégel pourrait aussi créer des microfissures et augmenter la perméabilité des résidus (Chamberlain, Iskandar, & Hunsicker, 1990; Qi et al., 2006). Aussi, les changements climatiques modifieront le bilan d'eau (Clavet-Gaumont et al., 2017) et augmenteront les précipitations maximales de 20 à 30% en 100 ans au Québec (Huntington, 2006). La nappe phréatique risque donc d'être au-dessus du niveau des résidus miniers à long terme.

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'objectif principal de ce mémoire était d'étudier et d'optimiser la consolidation des résidus miniers remblayée dans une fosse en présence d'inclusion de roches stériles. Des résidus miniers ont été échantillonnés à l'usine de la mine Westwood (Abitibi, Québec) et caractérisés au laboratoire. Les propriétés hydrogéotechniques des résidus (granulométrie, densité relative, angle de frottement interne effectif, optimum Proctor, conductivité hydraulique saturée et courbe de rétention d'eau) ont été évaluées au laboratoire. Des essais de compression en colonne ont été réalisés afin de déterminer les paramètres de consolidation des résidus. L'essai de compression en colonne a aussi été modifié pour évaluer l'effet des conditions de drainage, la consolidation des résidus sous leur propre poids et la conductivité hydraulique saturée des résidus au cours de l'essai. Des simulations numériques ont ensuite été réalisées à l'aide du logiciel SIGMA/W pour évaluer la consolidation des résidus à l'échelle d'une fosse en présence d'inclusions de roches stériles.

7.1 Conclusion

Les résidus de la mine Weswood étaient non plastiques et possédaient 13% de particules de la taille des sables ($d > 75$ µm), 81% de la taille des silts (75 µm $> d > 2$ µm) et 6% de la taille des argiles ($d < 2$ µm), ainsi qu'un coefficient d'uniformité moyen $C_U = 8$. Les résidus correspondaient donc à un silt (ML) selon la classification USCS. La densité relative des grains moyenne mesurée était de 2,867 et la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale mesurées étaient respectivement de 14,7% et 1840 kg/m^3. L'angle de friction interne des résidus échantillonnés était de 36^o. La pression d'entrée d'air (AEV) était comprise entre 29 et 36 kPa.

Les propriétés de consolidation des résidus ont été évaluées au moyen de dix-sept essais de compression en colonne instrumentée. Dix essais ont été réalisés avec un drainage à la surface des résidus (type A), quatre avec un drainage à la surface et à la base des résidus (type B) et trois avec un drainage à la surface et à la base des résidus et une déposition par couche (type C). Les indices de compression mesurés étaient compris entre 0,10 et 0,14 pour les essais de type A, autour de 0,09 pour les essais de type B et entre 0,06 et 0,10 pour les essais de type C pour des contraintes effectives comprises entre 1 et 485 kPa. La différence entre les indices de compression des essais de type A et de type B et C était liée à une consolidation plus lente dans les essais de type A (simple drainage). La hauteur de l'échantillon n'avait pas d'influence marquée sur la mesure de l'indice de

compression dans les essais. L'augmentation de la teneur en eau massique initiale des échantillons au-dessus de 35% n'avait pas non plus d'influence significative sur l'indice de compression. Par contre, le comportement des résidus non saturés variait au cours de l'essai. L'indice de compression pour des contraintes effectives supérieures à 100 kPa était cependant similaire à la valeur moyenne des essais de type A. Les coefficients de compressibilité variaient avec la contrainte effective de 9×10^{-5} à 1×10^{-1} kPa^{-1}. Les coefficients de consolidation mesurés avec la méthode de Casagrande et de Taylor étaient compris entre 0,2 et 12,4 cm^2/s. Les modules de Young calculés au moyen de l'équation 2.37 pour chaque palier étaient compris entre 13 kPa et 18 000 kPa environ (pour une contrainte maximale de 485 kPa) et augmentaient avec la contrainte effective verticale selon une relation exponentielle.

La conductivité hydraulique saturée des résidus Westwood était autour de 5×10^{-7} m/s pour des indices des vides des échantillons compris entre 0,76 et 0,96, et était relativement bien prédites (moins d'un demi-ordre de grandeur de différence) par le modèle Kozeny-Carman modifié (Mbonimpa et al., 2002). Les conductivités hydrauliques saturées mesurées pendant certains essais de compression de type A suivaient également la même tendance que le modèle KCM.

Les essais de compression en colonne ont été simulés avec le logiciel SIGMA/W (Geo-Slope Int., 2018). Les paramètres calibrés à l'aide d'un essai de type A étaient réalistes et correspondaient bien aux valeurs mesurées pour les résidus Westwood au laboratoire. Les modèles de comportement Cam Clay modifié et élasto-plastique permettaient de bien représenter la consolidation des résidus pour des chargements compris entre 1 et 485 kPa. Les résultats obtenus avec les modèles élasto-plastique et linéaire élastique étaient également identiques pour cette gamme de contraintes. Le modèle de comportement Cam Clay modifié a été utilisé pour les simulations de la déposition en fosse.

L'influence d'inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus dans une fosse a ensuite été évaluée au moyen de simulations numériques réalisées également avec le logiciel SIGMA/W. Une fosse de 140 mètres de haut et de 40 mètres de large à la base a été simulée avec le modèle de comportement Cam Clay modifié et les paramètres calibrés sur la base des essais de compressions en colonne. Des rehaussements de 4 mètres ont été simulés chaque année. L'ajout d'une enveloppe perméable ou d'une inclusion drainante au centre de la fosse permettait de réduire le temps de consolidation jusqu'à 90 jours et d'augmenter le tassement total dans la fosse. Le tapis drainant à

la base de la fosse contribuait également à accélérer la consolidation des résidus à condition qu'il soit combiné à une enveloppe perméable et/ou une inclusion drainante. La combinaison d'une enveloppe perméable, d'un tapis drainant et d'une inclusion drainante semblait être la stratégie la plus efficace pour accélérer la consolidation des résidus et augmenter le tassement. Cependant, plus les tassements étaient importants, plus les tassements différentiels étaient élevés puisque la résistance plus élevée des roches stériles limitait le déplacement des résidus à l'interface entre les deux matériaux.

L'augmentation de la largeur de la fosse n'influençait pas significativement les déplacements simulés et la vitesse de consolidation des résidus au sommet et à la base, mais augmentait le temps de consolidation au centre du modèle. Les résidus se consolidaient à la même vitesse au sommet et à la base de la fosse puisque la distance de drainage est reliée à leur distance verticale avec la surface des résidus et le tapis drainant, tandis que le chemin de drainage des résidus au centre du modèle dépend de leur distance horizontale (largeur) avec les inclusions de roches stériles.

L'indice de compression était un facteur clé pour simuler le comportement des résidus déposés en fosse, mais sa mesure au laboratoire peut être complexe et imprécise. L'effet de ce paramètre sur les résultats des simulations a été évalué numériquement. La différence entre les tassements simulés pour un indice de compression maximal ($C_c = 0,16$) et un indice de compression minimal ($C_c = 0,06$) était de 40 cm environ pour la déposition d'un seul rehaussement. Le temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles augmentait conséquemment, parfois jusqu'à 36 jours supplémentaires par couche de résidus.

La conductivité hydraulique saturée du roc fracturé avait une influence marquée sur le comportement des résidus. Une conductivité hydraulique du roc fracturé plus élevée augmentait légèrement les tassements simulés (jusqu'à 3 cm pour l'ajout du rehaussement 34) et permettait de drainer l'eau plus rapidement (malgré une conductivité hydraulique saturée du roc fracturé toujours inférieure à celle des roches stériles).

L'épaisseur des rehaussements influençait également la consolidation des résidus. Les rehaussements plus fins se consolidaient plus rapidement que ceux plus épais. Toutefois, la somme des temps de consolidation de quatre rehaussements de 1 mètre était plus élevée que le temps de consolidation d'un rehaussement de 4 mètres.

7.2 Recommandations

Plusieurs recommandations ont pu être émises à l'issue de cette étude afin de poursuivre les travaux sur la co-disposition des rejets miniers dans une fosse :

- Évaluer les effets de la sédimentation et de l'évaporation dans la fosse afin d'avoir une représentation plus réaliste du niveau des résidus pendant leur déposition, du temps nécessaire entre les rehaussements pour dissiper les pressions interstitielles en excès et du volume disponible dans la fosse.
- Instrumenter la colonne avec davantage de capteurs de pressions afin de pouvoir suivre la variation de la dissipation des pressions interstitielles sur l'ensemble de la colonne. Les données additionnelles de pressions interstitielles pourraient par exemple permettre de vérifier si les déplacements mesurés une fois les pressions interstitielles en excès totalement dissipées sont causés par la consolidation des résidus entre les capteurs de pression ou encore par un phénomène de fluage des résidus.
- Valider l'utilisation du modèle élasto-plastique et Cam Clay modifié dans le logiciel SIGMA/W pour représenter la consolidation des résidus à des contraintes supérieures à 485 kPa afin d'utiliser avec certitude les modèles pour simuler la déposition des résidus en fosse. Les paliers des essais de compression pourraient être augmentés jusqu'à une contrainte effective maximale de 2600 kPa (correspondant à une hauteur de140 mètres de résidus) pour valider le choix du modèle de comportement.
- Évaluer la consolidation des résidus en présence d'inclusions de roches stériles à moyenne échelle à l'aide d'un modèle réduit de fosse au laboratoire et à grande échelle sur le terrain (en conditions contrôlées) afin de valider les résultats de cette étude, de mesurer l'effet des bancs expérimentalement, d'étudier la consolidation des résidus en 3 dimensions (effet des inclusions parallèles au profil étudié) et d'avoir une meilleure évaluation de la performance des inclusions.
- Réaliser un modèle de plus grande taille afin de simuler un rabattement de la nappe sans conditions frontières hydrostatiques le long des parois de la fosse et de diminuer la taille du maillage aux frontières entre deux matériaux pour améliorer la convergence des calculs. (Cette étape n'a pas été effectuée pour sauver du temps de calcul)

- Étudier la consolidation des résidus en milieux non-saturés afin de mieux représenter le comportement hydrogéotechnique des résidus entre les périodes de déposition. Par exemple, en laissant se consolider une couche de 1 mètre de résidus dans un bassin au laboratoire pendant plusieurs mois. Le bassin pourrait aussi être déplacé dans un congélateur dans les mois d'hiver afin d'évaluer l'effet du gel et du dégel sur la consolidation des résidus.

BIBLIOGRAPHIE

Assouline, S., Tessier, D., & Bruand, A. (1998). A conceptual model of the soil water retention curve. *Water Resources Research, 34*(2), 223-231.

ASTM. (2002). *D854 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2007). *D422 Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils* American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2011a). *D2435 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2011b). *D4767 Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2015a). *D1557 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 (2,700 kN-m/m3))*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2015b). *D5856 Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2016a). *D5084 Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2016b). *D6836 Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, or Centrifuge*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2017a). *D2487 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.

ASTM. (2017b). *D4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.

ASTM. (2017c). *D6913/6913M Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

ASTM. (2018). D7760 Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter: West Conshohocken Philadelphia.

Aubertin, M. (2013). *Waste rock disposal to improve the geotechnical and geochemical stability of piles.* Communication présentée à Proc., 23rd World Mining Congress.

Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers (CD-ROM). *Les Presse Internationales Polytechnique, Montréal, Que*.

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 Proc. Symp. Mines and Environnement.

Aubertin, M., Bussière, B., & Zagury, G. (2011). La gestion des rejets miniers au Québec. *L'État du Québec*, 225-232.

Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Chouteau, M., Anterrieu, O., Hernandez, M. A., Chapuis, R. P., Bussière, B., Lahmira, B., & Lefebvre, R. (2008). *Caractérisation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles.* Communication présentée à Proceedings: Symposium.

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.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R. P., James, M., & Riffon, O. (2002). *Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle.* Communication présentée à Défis & Perspectives: Symposium.

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.

Ayres, B., Lanteigne, L., O'Kane, M., & Meiers, G. (2012). *Whistle Mine Backfilled Pit Dry Cover Case Study–Performance Based on Six Years of Field Monitoring.* Communication présentée à International Conference on Acid Rock Drainage (p. 20-26).

Azam, S., Jeeravipoolvarn, S., & Scott, J. (2009). Numerical Modeling of Tailings Thickening for Improved Mine Waste Management. *Journal of Environmental Informatics, 13*(2).

Berkowitz, B. (2002). Characterizing flow and transport in fractured geological media: A review. *Advances in water resources, 25*(8-12), 861-884.

Bilodeau, O., Nuth, M., & Lapierre, J. (2016). *Triaxial behavior of thickened gold mine tailings samples prepared by hydraulic deposition*. Communication présentée à GEOVANCOUVER 2016.

Blight, G. (1983). The behaviour of mine tailings during hydraulic deposition. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 83*(4), 87-91.

Blight, G. (2009). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*: CRC Press.

Blowes, D., Ptacek, C., Jambor, J., & Weisener, C. (2003). The geochemistry of acid mine drainage. *Treatise on geochemistry, 9*, 612.

Bolduc, F. L. (2012). *Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers.* (Polytechnique Montréal).

Boudrias, G. (2018). *Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles.* (Polytechnique Montréal, Montréal).

Bowles, L. (1996). *Foundation analysis and design*: McGraw-hill.

Bréard Lanoix, M.-L. (2017). *Caractérisation des propriétés hydrogéologiques de la couche de contrôle des écoulements placée sur la halde à stériles expérimentale à la mine du lac Tio.* (École Polytechnique de Montréal).

Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1966). Properties of porous media affecting fluid flow. *Journal of the Irrigation and Drainage Division, 92*(2), 61-90.

Bussière, B. (2007). Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and Subsoil Characteristics and Hydrogeology and emerging geo-environmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal, 44*(9), 1019-1052.

Caldwell, J. A., Oboni, F., & Oboni, C. (2015). Tailings facility failures in 2014 and an update on failure statistics. *Proceeding Tailings and Mine Waste*.

Chamberlain, E., Iskandar, I., & Hunsicker, S. (1990). Effect of freeze-thaw cycles on the permeability and macrostructure of soils. *Cold Region Research and Engineering Laboratory, 90*(1), 145-155.

Chapuis, R. P. (2008). Predicting the saturated hydraulic conductivity of natural soils. *Geotechnical News, 26*(2), 47-50.

Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal, 40*(3), 616-628.

Chapuis, R. P., & Legare, P.-P. (1992). A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures. Dans *Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance*: ASTM International.

Childs, E. C., & Collis-George, N. (1950). The permeability of porous materials. *Proc. R. Soc. Lond. A, 201*(1066), 392-405.

Clavet-Gaumont, J., Huard, D., Frigon, A., Koenig, K., Slota, P., Rousseau, A., Klein, I., Thiemonge, N., Houdré, F., & Perdikaris, J. (2017). Probable maximum flood in a changing climate: An overview for Canadian basins. *Journal of Hydrology: Regional Studies, 13*, 11-25.

Coulibaly, Y., Belem, T., & Cheng, L. Z. (2016). *Numerical analysis of Westwood Mine tailings embankment stability during the restoration phase.* Communication présentée à 3rd International Symposium on Mine Safety Science and Engineering (p. 419-425).

Coulibaly, Y., Belem, T., & Cheng, L. Z. (2017). Numerical analysis and geophysical monitoring for stability assessment of the Northwest tailings dam at Westwood Mine. *International Journal of Mining Science and Technology, 27*(4), 701-710.

Dold, B. (2008). Sustainability in metal mining: from exploration, over processing to mine waste management. *Reviews in Environmental Science and Biotechnology, 7*(4), 275.

Dorlot, J.-M., & Bailon, J.-P. (2002). *Des matériaux*: Presses internationales Polytechnique.

Duncan, J. M., & Bursey, A. (2013). Soil modulus correlations. Dans *Foundation Engineering in the Face of Uncertainty: Honoring Fred H. Kulhawy* (p. 321-336).

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.* (École Polytechnique de Montréal).

Essayad, K., Pabst, T., Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2018). *An experimental study of tailings migration through waste rock inclusions*. Communication présentée à GeoEdmonton 2018.

Fala, O., Molson, J., Aubertin, M., & Bussière, B. (2005). Numerical modelling of flow and capillary barrier effects in unsaturated waste rock piles. *Mine Water and the Environment, 24*(4), 172-185.

Ferdosi, B., James, M., & Aubertin, M. (2015). Investigation of the effect of waste rock inclusions configuration on the seismic performance of a tailings impoundment. *Geotechnical and Geological Engineering, 33*(6), 1519-1537.

Fredlund, & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*: John Wiley & Sons.

Fredlund, Rahardjo, H., & Fredlund, M. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*: John Wiley & Sons.

Fredlund, Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal, 31*(4), 533-546.

Gammons, C. H., Harris, L. N., Castro, J. M., Cott, P. A., & Hanna, B. W. (2009). Creating Lakes from Open Pit Mines: Processes and Considerations, Emphasis on Northern Environments.

Geier, D., Gjerapic, G., & Morrison, K. (2011). Determination of consolidation properties, selection of computational methods, and estimation of potential error in mine tailings settlement calculations. *Proceedings Tailings and Mine Waste 2011*, 279-291.

Gibson, R. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Geotechnique, 8*(4), 171-182.

Golder. (1982). *Slope Stability Investigation - La Mine Doyon, North wall of open-pit*.

Golder. (1984). *South Slope Drainage study La mine Doyon*. Golder Associates.

Golder. (1986). *South Slope Groundwater Monitoring and Stability Assessment*.

Hassellund, L., Knutsson, R., Mattsson, H., & Knutsson, S. (2016). *Numerical analysis of an upstream tailings dam.* Communication présentée à Nordic Geotechnical Meeting: Challanges in Nordic Geotechnics 25/05/2016-27/05/2016 (p. 727-736).

Hillel, D. (1998). *Environmental soil physics: Fundamentals, applications, and environmental considerations*: Elsevier.

Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*: Presses inter Polytechnique.

Hu, X., Oommen, T., Lu, Z., Wang, T., & Kim, J.-W. (2017). Consolidation settlement of Salt Lake County tailings impoundment revealed by time-series InSAR observations from multiple radar satellites. *Remote Sensing of Environment, 202*, 199-209.

Huntington, T. G. (2006). Evidence for intensification of the global water cycle: review and synthesis. *Journal of Hydrology, 319*(1-4), 83-95.

IamGold. (2017). Mine d'or Westwodd, Canada.

Jacky, J. (1948). *Pressure in soils.* Communication présentée à Proc., 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engrg., Rotterdam (vol. 1, p. 103).

James, M., & Aubertin, M. (2009). *The use of waste rock inclusions in tailings impoundments to improve geotechnical and environmental performance.* Communication présentée à Proceedings of the Tailings and Mine Waste (p. 233-245).

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).

Jantzer, I., Bjelkevik, A., & Pousette, K. (2008). *Material properties of tailings from Swedish mines.* Communication présentée à Nordiska Geoteknikermötet: 03/09/2008-06/09/2008 (p. 229-235).

Jaouhar, E. M. (2012). *Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation des sols fins et de résidus miniers.* (Université de Montréal, Montréal).

Jeeravipoolvarn, S., Chalaturnyk, R., & Scott, J. (2008). *Consolidation modeling of oil sands fine tailings: history matching.* Communication présentée à Proceedings of 61st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, AB, September (p. 22-24).

Jeeravipoolvarn, S., Scott, J., & Chalaturnyk, R. (2009). 10 m standpipe tests on oil sands tailings: long-term experimental results and prediction. *Canadian Geotechnical Journal, 46*(8), 875-888.

Jefferies, M., & Been, K. (2015). *Soil liquefaction: a critical state approach*: CRC press.

Jewell, & Fourie. (2006). *Paste and Thickened Tailings – A Guide*.

Junqueira, F., Habte, K., & Ken, B. (2017). *Comparaison of Dewatering and Consolidation Trends Obtained From Laboratory Column Tests for Gold, Copper and Oil-Sand Tailings*. Communication présentée à Geo Ottawa.

Kim, Y. T., & Leroueil, S. (2001). Modeling the viscoplastic behaviour of clays during consolidation: application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions. *Canadian Geotechnical Journal, 38*(3), 484-497.

Kuchling, K., Chorley, D., & Zawadzki, W. (2000). Hydrogeological modeling of mining operations at the Diavik Diamonds project. *Consultant Report, 8*.

Lambe, T., & Whitman, R. (1979). Soil Mechanics, SI Edition: Wiley, New York.

Léveillé, G. (2018). *Une étude numérique du comportement sismique d'un parc à résidus.* (Polytechnique Montréal).

Madore, L., & Caron, G. (2018). *L'investissement minier au Québec en 2017*. Québec: Gouvernement du Québec

Martin, V. (2018). *Evolution of The Hydrogeotechnical Properties of Paste Tailings Deposited on The Surface.* (Universté de Montréal, Montréal).

Mbonimpa, M., Aubertin, M., & Bussière, B. (2006). Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the modified Kovács (MK) model and statistical models. *Canadian Geotechnical Journal, 43*(8), 773-787.

Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., & Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering, 20*(3), 235-259.

McCarthy, D. F. (1977). *Essentials of soil mechanics and foundations*: Reston Publishing Company.

McLemore, V. T., Fakhimi, A., van Zyl, D., Ayakwah, G. F., Anim, K., Boakye, K., Ennin, F., Felli, P., Fredlund, & Gutierrez, L. A. (2009). Literature review of other rock piles: characterization, weathering, and stability. *Questa Rock Pile Weathering Stability Project. New Mexico Bureau of Geology and Mineral Resources. OF-Report, 517*, 101.

MEND. (2015). In-Pit Disposal of Reactive Mine Wastes:Approaches, Update and Case study results. Tiré de http://mend-nedem.org/mend-report/in-pit-disposal-of-reactive-mine-wastes-approaches-update-and-case-study-results/

Mesri, G., & Rokhsar, A. (1974). Theory of consolidation for clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 100*(10740 Proc Paper).

Mirmoradi, S., & Ehrlich, M. (2015). Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes, 43*(1), 82-88.

Misfeldt, Loi, Herasymuik, & Clifton. (1999). *Comparison of tailings containment strategies for in-pit and above-ground tailings management facilities*. Communication présentée à Canadian geotechnical conference, Regina.

Mitchell, J., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. New Jersey: John Wiley & sons.

Moghaddam, R., Jamali, M., & Grabinsky, M. (2016). *Consolidation Characteristics and Volume Change Behaviour of Fine-grained Thickened Tailings*. Communication présentée à GeoVancouver2016, Vancouver.

Moldovan, B. J., Hendry, M. J., & Harrington, G. A. (2008). The arsenic source term for an in-pit uranium mine tailings facility and its long-term impact on the regional groundwater. *Applied Geochemistry, 23*(6), 1437-1450.

Morin, K. A. (1990). *Critical literature review of acid drainage from waste-rock*: Canada Centre for Mineral and Energy Technology.

Morsy, M. M., Chan, D., & Morgenstern, N. (1995). An effective stress model for creep of clay. *Canadian geotechnical journal, 32*(5), 819-834.

Morsy, M. M., Morgenstern, N., & Chan, D. (1995). Simulation of creep deformation in the foundation of Tar Island Dyke. *Canadian Geotechnical Journal, 32*(6), 1002-1023.

Morton, K. L., & Müller, S. (2003). Hydrogeology of the Venetia diamond mine, South Africa. *South African Journal of Geology, 106*(2-3), 193-204.

Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research, 12*(3), 513-522.

Murakami, Y. (1988). Secondary compression in the stage of primary consolidation. *Soils and Foundations, 28*(3), 169-174.

Newman, L., Herasymuik, G., Barbour, S., Fredlund, & Smith, T. (1997). *The hydrogeology of waste rock dumps and a mechanism for unsaturated preferential flow.* Communication présentée à Proceedings of Fourth International Conference on Acid Rock Drainage, ICARD (p. 551-566).

Nicholson, R. V., Gillham, R. W., Cherry, J. A., & Reardon, E. J. (1989). Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers. *Canadian Geotechnical Journal, 26*(1), 1-8.

Özer, A. T., & Bromwell, L. G. (2012). Stability assessment of an earth dam on silt/clay tailings foundation: A case study. *Engineering Geology, 151*, 89-99.

Pane, & Schiffman. (1997). The permeability of clay suspensions. *Geotechnique, 47*(2), 273-288.

Pedroni, L. (2011). *Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides.* (Polytechnique Montréal).

Pépin, N. (2010). *Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique.* (École Polytechnique de Montréal, Polypublie).

Peregoedova, A. (2012). *Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire.* (Polytechnique Montréal).

Perez, F., & Romanel, C. (2017). *Probabilistic Seismic Hazard and Dynamic Stability Assessment of a Tailings Dam Located in Jamaica.* Communication présentée à

International Congress and Exhibition" Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology" (p. 57-71).

Potts, M., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Great Britain: Thoma s Telford Publishing.

Qi, J., Vermeer, P. A., & Cheng, G. (2006). A review of the influence of freeze-thaw cycles on soil geotechnical properties. *Permafrost and Periglacial Processes, 17*(3), 245-252.

Qiu, Y., & Sego, D. (2001). Laboratory properties of mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 38*(1), 183-190.

Qiu, Y., & Sego, D. (2006). Optimum deposition for sub-aerial tailings disposal: modeling and model validation. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 20*(4), 286-308.

Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics, 1*(5), 318-333.

Rico, R., Sánchez-Manzanares, M., Gil, F., & Gibson, C. (2008). Team implicit coordination processes: A team knowledge–based approach. *Academy of Management Review, 33*(1), 163-184.

Rimélé, M. A., Dimitrakopoulos, R., & Gamache, M. (2018). A stochastic optimization method with in-pit waste and tailings disposal for open pit life-of-mine production planning. *Resources Policy, 57*, 112-121.

Roscoe, & Burland. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay.

Roscoe, Schofield, & Thurairajah. (1963). Yielding of clays in states wetter than critical. *Geotechnique, 13*(3), 211-240.

Rousseau, M., & Pabst, T. (2018). *3D numerical assessment of the permeable envelope concept for in-pit disposal of reactive mine wastes*. Communication présentée à GeoEdmonton, Edmonton.

Saleh Mbemba, F. (2016). *Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessiccation des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes.* (École Polytechnique de Montréal).

Santamarina, J. C., Klein, K. A., Wang, Y.-H., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. *Canadian Geotechnical Journal, 39*(1), 233-241.

Santofimia, E., López-Pamo, E., & Montero, E. (2013). Environmental Management of Aznalcóllar Mine and Its Influence in the Hydrogeochemical of the Pit lake. *Water Environment Research, 85*(8), 706-714.

Somogyi, F. (1979). Analysis and prediction of phosphatic clay consolidation: implementation package. *Lakeland: Florida Phosphatic Clay Research Project (Technical Report)*.

Suthaker, N. N. (1997). Geotechnics of oil sand fine tailings.

Swarbrick, G. E. (1992). *Transient unsaturated consolidation in desiccating mine tailings*: University of New South Wales.

Terzaghi, K. (1925). Principles of soil mechanics, IV—Settlement and consolidation of clay. *Engineering News-Record, 95*(3), 874-878.

Van der Kwaak, B. (2015). Modelling of dynamic pile behavior during an earthquake using PLAXIS 2D: Embedded beam (row).

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils 1. *Soil Science Society of America Journal, 44*(5), 892-898.

Van Genuchten, M. T., & Nielsen, D. (1985). *On describing and predicting the hydraulic properties.* Communication présentée à Annales Geophysicae (vol. 3, p. 615-628).

Vick, S. G. (1990). *Planning, design, and analysis of tailings dams*: BiTech.

Wels, C., Barnekow, U., Haase, M., Exner, M., & Jakubick, A. T. (2000). A case study on self-weight consolidation of uranium tailings. *Uranium 2000, Proc. of Int. Sym. on the Process Metallurgy of Uranium, CIM*, 9-15.

West, A. C., Van Geel, P. J., Raven, K. G., Nguyen, T. S., Belfadhel, M. B., & Flavelle, P. (2003). Groundwater flow and solute transport in a laboratory-scale analogue of a decommissioned in-pit tailings management facility. *Canadian Geotechnical Journal, 40*(2), 326-341.

Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*: Cambridge university press.

Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2018). Theoretical and numerical analyses of earth pressure coefficient along the centerline of vertical openings with granular fills. *Applied Sciences, 8*(10), 1721.

Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., & Pabst, T. (2018). An Analytical Solution of Gibson's Model for Estimating the Pore Water Pressures in Accreting Deposition of Slurried Material Under One-Dimensional Self-Weight Consolidation. Part I: Pervious Base. *Indian Geotechnical Journal, 48*(1), 72-83.

ANNEXES

ANNEXE A – COURBES GRANULOMÉTRIQUES

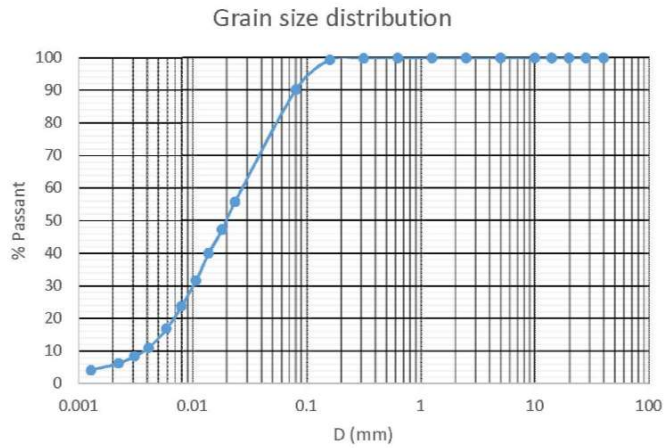
Grain size distribution

Sample information	2W
Date	14 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	245.4	M_{d+tare} (g)	
M_{tare} (g)	154.8	M_{tare} (g)	28.3
M_d (g)	90.6	$M_{d>80\mu m}$ (g)	-28.3

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	69	6	4.979
23	1	64	6	5.799
23	2	58	5.2	6.783
23	4	50	5.2	8.095
23	8	43	5.2	9.243
23	15	35.5	5.5	10.473
23	30	28	5.5	11.703
23	60	21	5	12.851
23	132	15.5	5	13.753
23	240	13.5	5.5	14.081
23	464	11.5	5.5	14.409
22	1446	9.5	5.5	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	99.9
0.16	99.4
0.0800	90.2
0.0800	90.2
0.0800	90.2
0.0235	55.8
0.0181	47.4
0.0137	40.0
0.0107	31.7
0.0080	23.8
0.0059	16.9
0.0041	11.1
0.0031	8.5
0.0022	6.3
0.0013	4.2



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.030

Gs	2.87
K	0.013
α	0.958
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

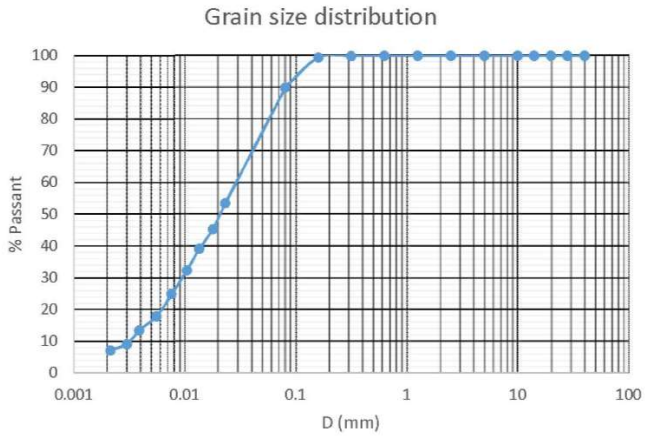
$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

Grain size distribution

Sample information	3W
Date	15 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	249	M_{d+tare} (g)	327.93
M_{tare} (g)	159	M_{tare} (g)	315.32
M_d (g)	90	$M_{d>80\mu m}$ (g)	12.61

Temperature	T	R	dR	L	d (mm)	P (%)
C	min	-	-	-	40	100
24	0.5	70	7	4.815	28	100
24	1	66	7	5.471	20	100
24	2	59	7	6.619	14	100
24	4	51.5	7.5	7.849	10	100
24	8	45	7	8.915	5	100
23.2	15	38	6.5	10.063	2.5	100
23.2	31.5	31	6.8	11.211	1.25	100
23.5	65	24	6.5	12.359	0.63	100
23.7	140	19.5	6.3	13.097	0.315	100.0
23.7	247	16	7	13.671	0.16	99.5
23	500	14	7	13.999	0.0800	89.9
22	1480	12	7	14.327	0.0800	89.9
					0.0800	89.9
					0.0232	53.6
					0.0179	45.4
					0.0135	39.2
					0.0104	32.5
					0.0076	25.0
					0.0056	18.0
					0.0039	13.6
					0.0030	9.3
					0.0021	7.2
					0.0013	5.2



D_{10} (mm)	0.003
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.033

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

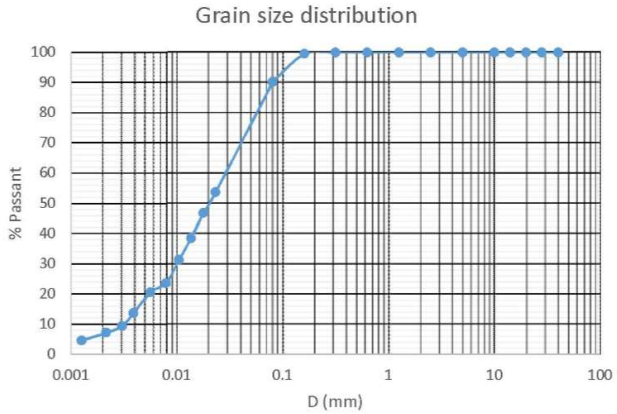
$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

Grain size distribution

Sample information	4W
Date	15 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	247.6	M_{d+tare} (g)	333.09
M_{tare} (g)	157.4	M_{tare} (g)	321.03
M_d (g)	90.2	$M_{d>80\mu m}$ (g)	12.06

Temperature	T	R	dR	L	d (mm)	P (%)
C	min	-	-	-	40	100
23.5	0.5	70	7.5	4.815	28	100
23.5	1	66	7.2	5.471	20	100
23.5	2	59.2	7	6.586	14	100
23.5	4	52	6.5	7.767	10	100
23.5	8	44	6.5	9.079	5	100
23.5	15	37.5	7	10.145	2.5	100
23.5	30	30	7	11.375	1.25	100
23.5	62	26	6	12.031	0.63	100
23.7	141	19.5	6.2	13.097	0.315	99.9
23.5	240	16.2	7	13.638	0.16	99.5
23.5	500	14	7	13.999	0.0800	90.2
22	1477	11.5	7	14.409	0.0800	90.2
					0.0800	90.2
					0.0231	53.7
					0.0178	46.8
					0.0136	38.6
					0.0105	31.4
					0.0078	23.7
					0.0056	20.6
					0.0039	13.7
					0.0030	9.5
					0.0021	7.2
					0.0013	4.6



D_{10} (mm)	0.003
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.033

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

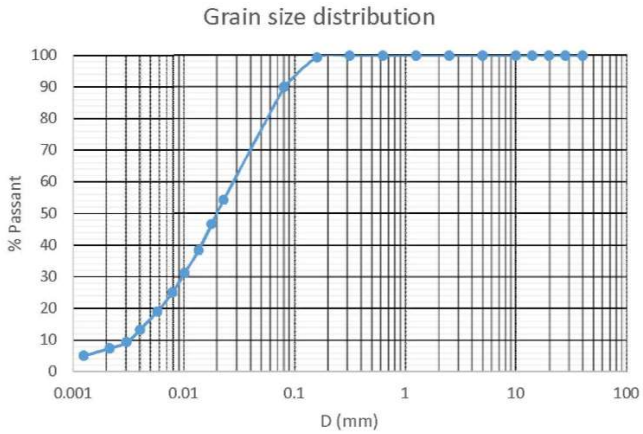
Grain size distribution

Sample information	5W
Date	18 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	247.3	M_{d+tare} (g)	331.18
M_{tare} (g)	156.9	M_{tare} (g)	318.28
M_d (g)	90.4	$M_{d>80\mu m}$ (g)	12.9

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23.5	0.5	70	6.5	4.815
23.5	1	67	7	5.307
23.5	2	60	7	6.455
23.5	4	52	6.5	7.767
23.5	8	44	6.5	9.079
23.5	16	37.5	7	10.145
23.5	29	31.5	7	11.129
23.5	60	25	6.5	12.195
23.5	133	19	6	13.179
23.7	240	15.7	6.5	13.720
23.5	497	14.2	7	13.966
22	1475	12	7	14.327

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	100.0
0.16	99.4
0.0800	90.1
0.0800	90.1
0.0800	90.1
0.0229	54.4
0.0178	46.7
0.0136	38.5
0.0102	31.3
0.0079	25.2
0.0057	19.0
0.0040	13.3
0.0030	9.4
0.0021	7.4
0.0013	5.1



D_{10} (mm)	0.003
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.032

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

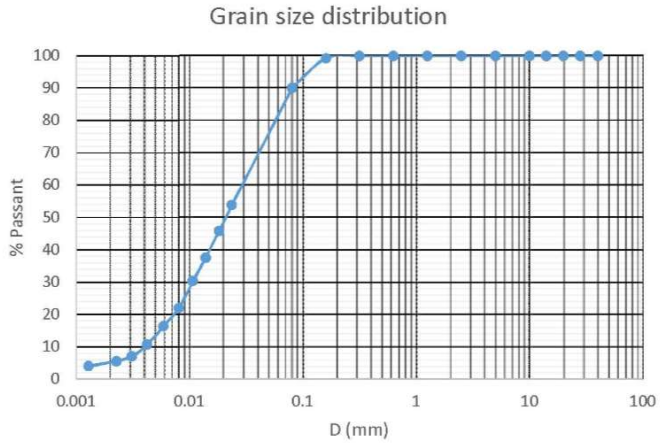
Grain size distribution

Sample information	6W
Date	14 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	242.5	M_{d+tare} (g)	333.58
M_{tare} (g)	152.5	M_{tare} (g)	318.18
M_d (g)	90	$M_{d>80\mu m}$ (g)	15.4

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	70	5.2	4.815
23	1	63	5.2	5.963
23	2	57.5	5.2	6.865
23	4	49.5	5	8.177
23	8	42	5.5	9.407
23	15	35	5.5	10.555
23	30	27	5.5	11.867
23	60	21	5	12.851
23	125	15.5	5	13.753
23	240	12.5	5.5	14.245
23	460	11	5.5	14.491
22	1460	9.5	5.5	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	99.9682203
0.315	100.0
0.16	99.4
0.0800	90.1
0.0800	90.1
0.0800	90.1
0.0236	53.9
0.0182	45.9
0.0138	37.6
0.0107	30.4
0.0080	22.2
0.0059	16.5
0.0042	10.8
0.0031	7.2
0.0023	5.7
0.0013	4.1



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.011
D_{60} (mm)	0.033

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

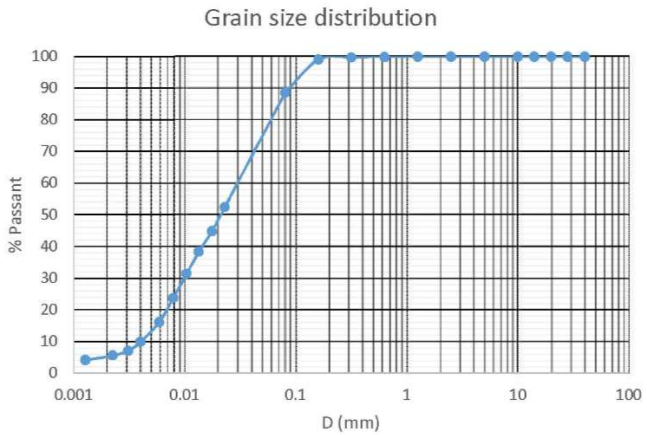
Grain size distribution

Sample information	7W
Date	14 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	254	M_{d+tare} (g)	317.95
M_{tare} (g)	156.9	M_{tare} (g)	304.8
M_d (g)	97.1	$M_{d>80\mu m}$ (g)	13.15

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	71	5	4.651
23	1	66	5	5.471
23	2	60	5	6.455
23	4	53	6	7.603
23	8	45.5	5.2	8.833
23	15	38.5	5.5	9.981
23	30	30	5	11.375
23	60	22	5	12.687
22.5	138	16	5.5	13.671
23	240	13.5	6	14.081
23	468	11.5	5.5	14.409
22	1473	10	5.5	14.655

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	99.9152542
0.315	99.8
0.16	99.1
0.0800	88.7
0.0800	88.7
0.0800	88.7
0.0229	52.6
0.0176	44.9
0.0134	38.5
0.0104	31.5
0.0078	23.9
0.0059	16.3
0.0040	10.0
0.0031	7.2
0.0022	5.7
0.0013	4.3



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.035
Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

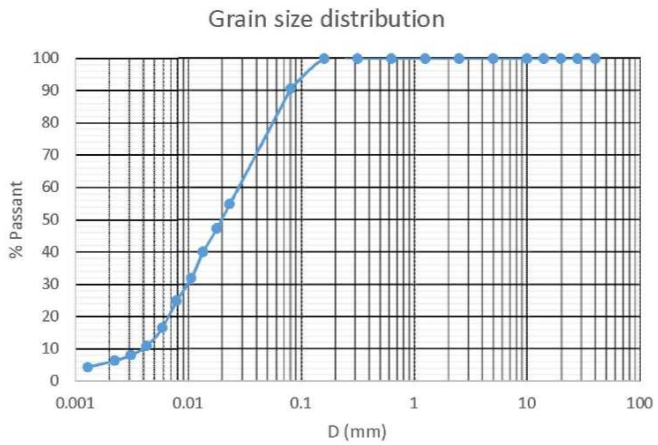
Grain size distribution

Sample information	8W
Date	12 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	245.1	M_{d+tare} (g)	337.9
M_{tare} (g)	150.8	M_{tare} (g)	325.67
M_d (g)	94.3	$M_{d>80\mu m}$ (g)	12.23

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	70	5	4.815
23	1	66	5	5.471
23	2	59	5	6.619
23	4	52	5.5	7.767
23	8	44.5	5	8.997
22.5	15	36.5	5	10.309
22.5	30.5	29.5	5	11.457
22.5	60	22	5.7	12.687
22	120	17	6.2	13.507
22	240	13.5	5.5	14.081
21.5	472	11.5	5.2	14.409
22.5	1440	9.5	5.2	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	100.0
0.16	100.0
0.0800	90.6
0.0800	90.6
0.0800	90.6
0.0232	54.8
0.0178	47.2
0.0135	40.1
0.0106	32.0
0.0078	24.9
0.0059	16.6
0.0043	11.0
0.0031	8.1
0.0022	6.4
0.0013	4.4



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.031

Gs	2.80
K	0.013
α	0.958
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

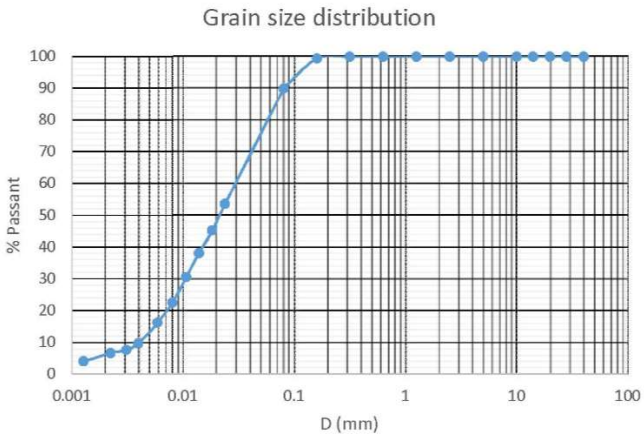
Grain size distribution

Sample information	9W
Date	14 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	307.5	M_{d+tare} (g)	
M_{tare} (g)	217.5	M_{tare} (g)	276.76
M_d (g)	90	$M_{d>80\mu m}$ (g)	-276.76

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	68	5	5.143
23	1	63	5	5.963
23.5	2	57	5	6.947
23	4	49	5	8.259
23	8	42	5	9.407
23	15	35	5.2	10.555
23	30	27	5	11.867
23	60	21	5.2	12.851
23	144	15	5.5	13.835
23	240	13	5.5	14.163
23	472	12	5.5	14.327
22	1482	9.5	5.5	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	99.9
0.16	99.4
0.0800	89.9
0.0800	89.9
0.0800	89.9
0.0238	53.6
0.0183	45.4
0.0138	38.2
0.0107	30.7
0.0080	22.7
0.0059	16.3
0.0040	9.8
0.0031	7.7
0.0022	6.7
0.0013	4.1



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.034

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

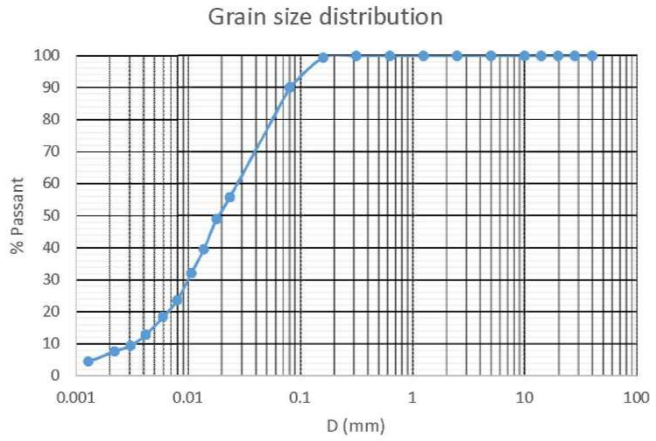
Grain size distribution

Sample information	10W
Date	12 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	218.6	M_{d+tare} (g)	239.1
M_{tare} (g)	127.8	M_{tare} (g)	227.35
M_d (g)	90.8	$M_{d>80\mu}m$ (g)	11.75

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	70	5	4.815
23	1	66	5	5.471
23	2	58	5	6.783
23	4	51.5	5	7.849
23	8	43	5.5	9.243
22	15	36	5.5	10.391
22	30	28	5.5	11.703
22	57	23.5	6	12.441
22	123	18.5	6.2	13.261
22	240	14.5	5.5	13.917
21.5	475	12.5	5.2	14.245
22.2	1440	9.5	5.2	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	100.0
0.16	99.5
0.0800	90.2
0.0800	90.2
0.0800	90.2
0.0235	55.9
0.0179	49.0
0.0137	39.5
0.0106	32.2
0.0080	23.7
0.0060	18.5
0.0042	13.0
0.0031	9.5
0.0022	7.7
0.0013	4.5



D_{10} (mm)	0.003
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.030

Gs	2.80
K	0.013
α	0.958
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

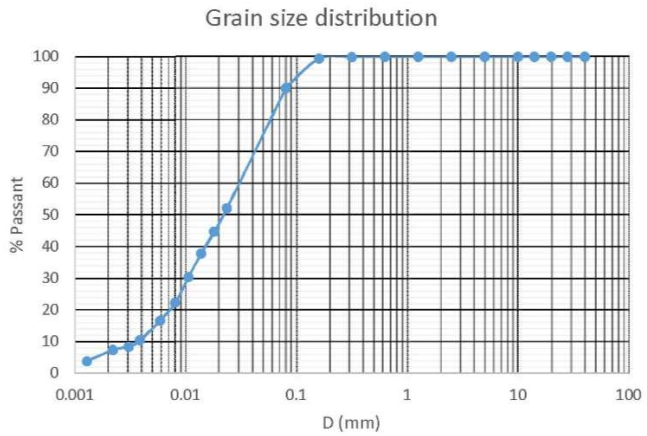
Grain size distribution

Sample information	11W
Date	14 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	250.1	M_{d+tare} (g)	
M_{tare} (g)	157	M_{tare} (g)	279.94
M_d (g)	93.1	$M_{d>80\mu m}$ (g)	-279.94

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	68	5	5.143
3	1	64	5	5.799
3	2	57.5	5	6.865
23	4	50	5	8.095
23	8	43	5	9.243
23	15	36.5	6	10.309
23	29.5	28	5.5	11.703
23	60	22	5.2	12.687
23	152	15.5	5	13.753
23	240	14.5	6	13.917
23.2	475	12.5	5	14.245
22	1440	9.5	5.5	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	99.9
0.16	99.4
0.0800	90.2
0.0800	90.2
0.0800	90.2
0.0236	52.3
0.0181	44.9
0.0137	37.9
0.0106	30.4
0.0080	22.4
0.0059	16.7
0.0038	10.5
0.0031	8.5
0.0022	7.5
0.0013	4.0



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.035

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

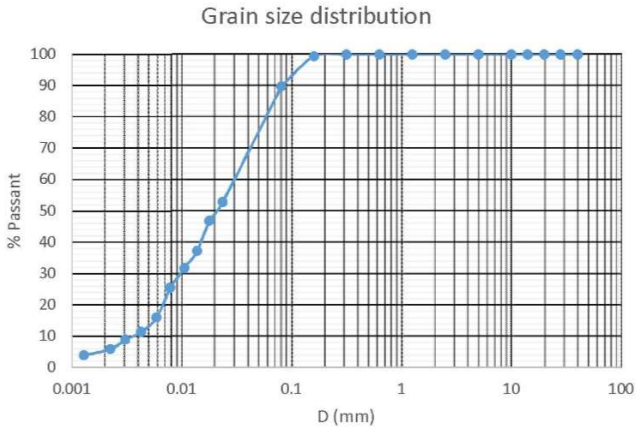
Grain size distribution

Sample information	12W
Date	12 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	249.9	M_{d+tare} (g)	319.4
M_{tare} (g)	156.9	M_{tare} (g)	305.8
M_d (g)	93	$M_{d>80\mu m}$ (g)	13.6

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	70	5	4.815
23	1	65	5	5.635
23	2	58	5	6.783
23	4	52	5	7.767
23	8	43	5.7	9.243
23	15	37	5.2	10.227
23	30	30.5	5	11.293
22	60	22	6	12.687
22	120	17.5	6	13.425
22	240	14.5	5.5	13.917
21.5	466	11.5	5.5	14.409
22	1440	9.5	5.5	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100.0
0.315	99.9
0.16	99.4
0.0800	89.7
0.0800	89.7
0.0800	89.7
0.0235	52.9
0.0178	46.9
0.0137	37.2
0.0105	31.7
0.0078	25.5
0.0059	16.0
0.0043	11.5
0.0031	9.0
0.0022	6.0
0.0013	4.0



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.034
Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

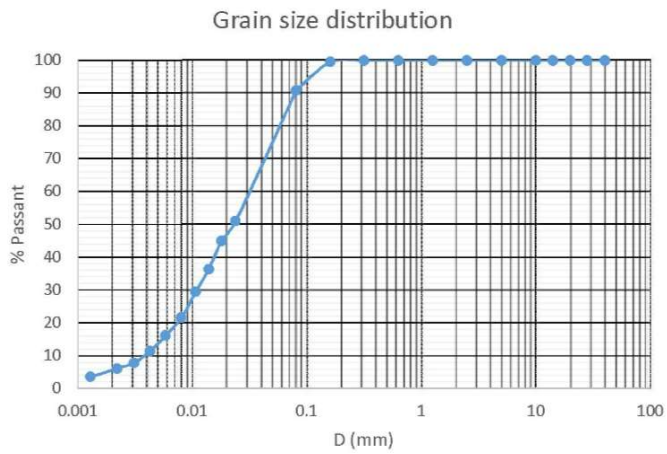
Grain size distribution

Sample information	13W
Date	12 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	253.4	M_{d+tare} (g)	187.9
M_{tare} (g)	159.1	M_{tare} (g)	177
M_d (g)	94.3	$M_{d>80\mu m}$ (g)	10.9

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	68	5.2	5.143
23	1	64	5.2	5.799
23	2	57	5.2	6.947
23	4	51	5.2	7.931
23	8	42	5	9.407
23	15	35	5	10.555
23	30	28	6	11.703
22	60	22.5	6	12.605
22	120	17.2	5.5	13.474
22	240	13.5	5.5	14.081
21.5	480	11.5	5.2	14.409
22	1440	9.2	5.5	14.786

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	100.0
0.16	99.5
0.0800	90.7
0.0800	90.7
0.0800	90.7
0.0238	51.0
0.0180	45.1
0.0138	36.4
0.0107	29.5
0.0080	21.7
0.0058	16.2
0.0043	11.5
0.0031	7.9
0.0022	6.2
0.0013	3.6



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.011
D_{60} (mm)	0.037

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

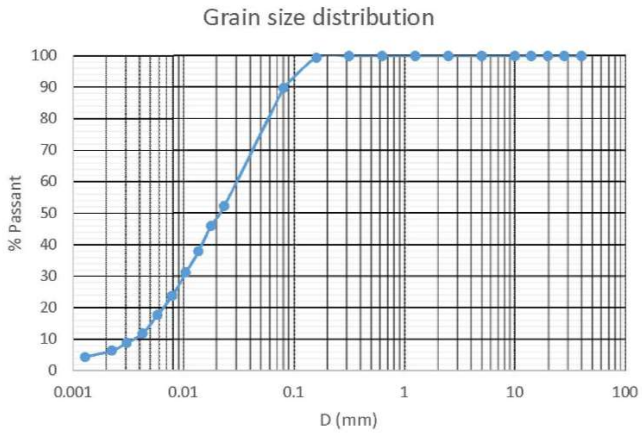
Grain size distribution

Sample information	14W
Date	12 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	246.1	M_{d+tare} (g)	317.1
M_{tare} (g)	152.5	M_{tare} (g)	304.1
M_d (g)	93.6	$M_{d>80\mu m}$ (g)	13.0

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	68	5.7	5.143
23	1	65	5.7	5.635
23	2	58.5	5.7	6.701
23	4	52	5.5	7.767
23	8	43.5	5.2	9.161
23	15	37.5	6	10.145
23	30	30	6	11.375
22	60	23	5	12.523
22	120	18	6	13.343
22	240	14.5	5.5	13.917
22	463	12	5.5	14.327
22	1440	10	5.5	14.655

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	100.0
0.16	99.5
0.0800	89.9
0.0800	89.9
0.0800	89.9
0.0233	52.4
0.0178	46.1
0.0136	38.0
0.0105	31.2
0.0078	23.8
0.0058	17.9
0.0043	11.9
0.0031	8.9
0.0022	6.4
0.0013	4.5



D_{10} (mm)	0.003
D_{30} (mm)	0.010
D_{60} (mm)	0.035

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

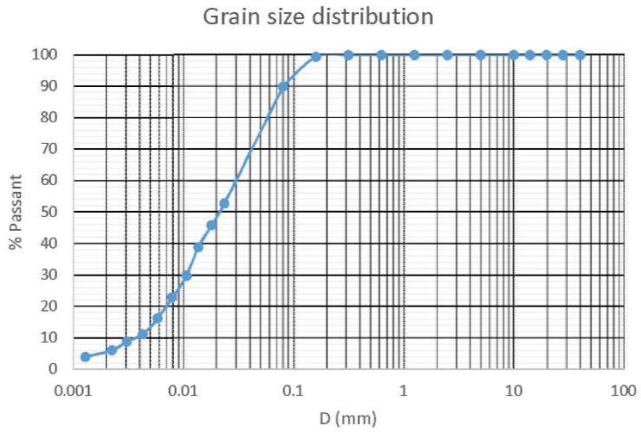
Grain size distribution

Sample information	15W
Date	12 fev 2018
Operator	RTL

Fine particules		Coarse particules	
M_{d+tare} (g)	250.1	M_{d+tare} (g)	287.7
M_{tare} (g)	157.1	M_{tare} (g)	276.4
M_d (g)	93	$M_{d>80\mu m}$ (g)	11.3

Temperature	T	R	dR	L
C	min	-	-	-
23	0.5	70	5	4.815
23	1	65	5	5.635
23	2	58	5	6.783
23	4	51	5	7.931
23	8	44	5	9.079
23	15	36	6	10.391
23	30	29	6	11.539
22	60	22.5	6	12.605
22	120	17.5	6.2	13.425
22	240	14.5	5.5	13.917
22	460	12	5.8	14.327
22	1440	9.5	5.5	14.737

d (mm)	P (%)
40	100
28	100
20	100
14	100
10	100
5	100
2.5	100
1.25	100
0.63	100
0.315	100.0
0.16	99.5
0.0800	90.0
0.0800	90.0
0.0800	90.0
0.0235	52.9
0.0180	45.9
0.0136	38.9
0.0106	29.9
0.0079	23.0
0.0058	16.5
0.0043	11.3
0.0031	9.0
0.0022	6.2
0.0013	4.0



D_{10} (mm)	0.004
D_{30} (mm)	0.011
D_{60} (mm)	0.034

Gs	0.00
K	0.013
α	0.928
W	11.800

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{wet+tare}$	Mass of the contenant and wet soil	M_d	Mass of the dry soil	M_{wet}	Mass of the wet soil	T	Time
M_{d+tare}	Mass of the contenant and dry soil	M_{tare}	Mass of the contenant	w	water content	R	hydrometer reading
L	effective depth	d	diameter size of particules	P	Pourcentage passing		

ANNEXE B – DENSITÉ RELATIVE DES GRAINS

Specific Gravity

Sample information:	Résidus Westwood
Date:	15 février 2018
Operator:	Roseline Lévesque

	11w			9w		
Pycnometer no	3	N14	17	21	N14	6
$M_{pycnometer + water + soil}$ (g)	742.19	736.33	733.12	730.3	734.29	737.97
Température (C)	25.5	24.5	24	26.8	25.2	25.6
$V_{pycnometer}$ (mL)	499.35	499.80	499.55	499.75	499.78	493.18
$M_{pycnometer}$ (g)	185.88	178.94	173.64	175.08	178.94	183.5
$M_{pycnometer + water}$ (g)	683.7	677.3	671.8	673.12412	677.20136	681.49
No Tare	G-1	D5	T2	63	V14	8
$M_{Tare + dry soil}$ (g)	254.96	271.96	252.42	403.2	452.8	523
M_{Tare} (g)	164.73	179.87	157.02	315.2	364.5	435.5
$M_{dry soil}$ (g)	90.23	92.09	95.4	88	88.3	87.5
Density of water	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
Factor k	0.999	0.999	0.999	0.998	0.999	0.999
Specific gravity	2.84	2.79	2.80	2.85	2.83	2.82
specific gravity @20C	2.84	2.78	2.80	2.85	2.83	2.82
Average	**2.81**			**2.83**		

Calibration Formula

$M_{pycnometer + water} = a\,T + b$

Pycnometer	a	b
11	-0.1107	667.59
N14	-0.1432	680.81
21	-0.0741	675.11

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

$M_{pycnometer + water + soil}$	Mass of pycnometer filled with soil and water	$M_{Tare + dry soil}$	Mass of contenent and dry soil
$V_{pycnometer}$	Volume of pycnometer	M_{Tare}	Mass of contenant
$M_{pycnometer}$	Mass of pycnometer calibrated	$M_{dry soil}$	Mass of dry soil
$M_{pycnometer + water}$	Mass of pycnometer filled with water calibrated	T	Temperature

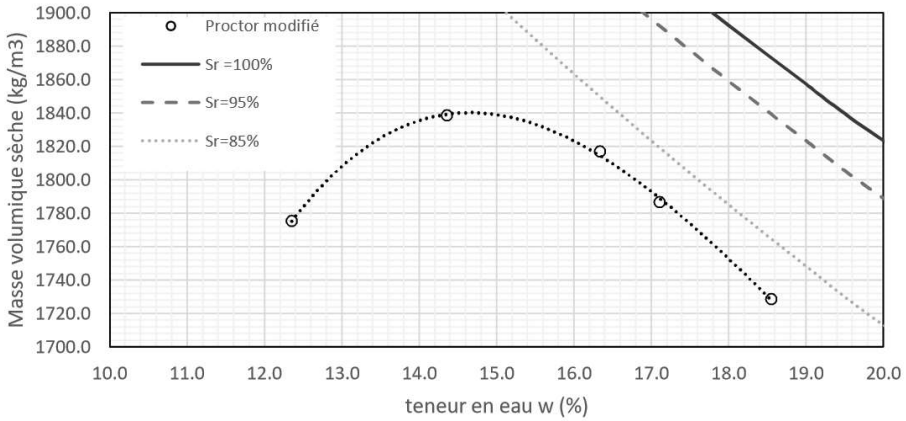
ANNEXE C – ESSAI PROCTOR MODIFIÉ

Proctor Modifié - ASTM D1557	
Sample information:	Résidus Westwood
Date:	25 avril 2018
By:	Roseline Lévesque

Dimensions	
Diameter (cm)	10.1
Height (cm)	11.6
Volume (m^3)	0.00094

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

	1	2	3	4	5
Mass container + wet soil (g)	2147.7	2142.4	2231.3	2266.8	2242.6
Mass container + dry soil (g)	1942.3	1908.2	1956.3	1980.2	1941.5
Mass container	279.5	276.8	273.2	304.7	318.3
water content (%)	12.4	14.4	16.3	17.1	18.5
Mass mold+ compacted soil (g)	6190.0	6291.5	6300.1	6279.7	6241.6
Mass mold (g)	4311.4	4311.4	4309.1	4309.1	4311.4
Wet unit mass (kg/m^3)	1994.5	2102.3	2113.9	2092.2	2049.3
Dry unit weight (kg/m^3)	1775.2	1838.4	1817.0	1786.6	1728.7
e (-)	0.572	0.518	0.536	0.562	0.614



ANNEXE D – ESSAIS DE PERMÉABILITÉ À PAROIS FLEXIBLES

Hydraulic conductivity - Flexible-wall permeameter - Falling Head test (ASTM D5856)

Sample	Essai 1 (9W 12%)
Date	29-May-18
Operator	RTL EF

$$k = \frac{a_{in} a_{out} L}{A\, t(a_{in} + a_{out})} \ln(h_1/h_2)$$

Burettes	
a_{in} (cm^2)	0.17
a_{out} (cm^2)	0.17

D_{60} (mm)	0.030

D_{10} (mm)	0.004

Sample properties

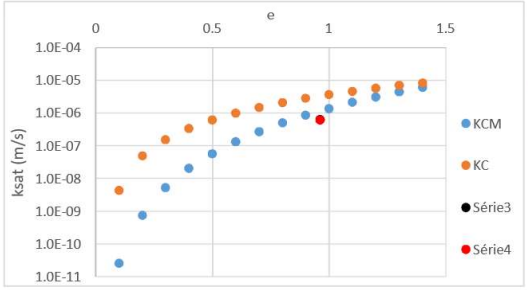
Diameter (cm)	7.12	ρ_{df} (g/cm^2)	1.463
L (cm)	11.15	G_s	2.87
A (cm^2)	39.82	e (-)	0.962
Volume (cm^3)	443.8	S_r (%)	131.9

Water content (Démontage)

M_T (g)	31.1
M_{T+wet} (g)	87.5
M_{T+d} (g)	74.1
M_d (g)	42.9
w (%)	31.4

Test 1					T (°C)	24.5	R_T	0.899
Time (s)	Time laps (s)	I_{in} (cm)	I_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	180	55.8			162.5		
30.12	30.12	175	60.8	20	28.3	114.2	2.90E-06	2.61E-06
62.15	32.03	170	66	25	33.5	104.0	7.24E-07	6.51E-07
95.39	33.24	165	70.5	30	38	94.5	7.14E-07	6.42E-07
133.67	38.28	160	75.3	35	42.8	84.7	7.09E-07	6.37E-07
176.68	43.01	155	79.8	40	47.3	75.2	6.85E-07	6.16E-07
223.21	46.53	150	84.2	45	51.7	65.8	7.11E-07	6.40E-07
283.56	60.35	145	89.4	50	56.9	55.6	6.92E-07	6.22E-07
							k_{sat} (m/s)	**6.35E-07**

Test 2					T (°C)	24.5	R_T	8.99E-01
Time (s)	Time laps (s)	I_{in} (cm)	I_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	180	55.4			157.8		
31.02	31.02	175	59.9	19	23.7	115.1	2.52E-06	2.27E-06
63.77	32.75	170	64.9	24	28.7	105.1	6.88E-07	6.19E-07
99.49	35.72	165	69.8	29	33.6	95.2	6.86E-07	6.17E-07
137.73	38.24	160	74.8	34	38.6	85.2	7.19E-07	6.47E-07
179.79	42.06	155	78.9	39	42.7	76.1	6.66E-07	5.99E-07
228.81	49.02	150	83.8	44	47.6	66.2	7.05E-07	6.34E-07
290.99	62.18	145	88.9	49	52.7	56.1	6.60E-07	5.93E-07
							k_{sat} (m/s)	**6.18E-07**



IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

G_s	*Specific gravity*	a_{in}	*Area cross section of the burette in*	T	*Temperature*
S_r	*Degree of saturation*	a_{out}	*area cross section of the burette out*	e	*Void ratio*
k_{sat}	*hydraulic conductivity*	L	*Length of the specimen*	M_T	*Mass of tare*
R_T	*Correction factor*	A	*Cross-sectional area of the specimen*	M_d	*Mass of dry soil*
I_{in}	*Reading of the burette in*	$k_{sat,20}$	*hydraulic conductivity corrected at 20 C*	w	*water content*
I_{out}	*Reading of the burette out*	Δh	*head loss across the speciment at time t*		
M_{T+wet}	*Mass of tare and wet soil*	V_{in}	*Volume loss in the burette in*		
M_{T+d}	*Mass of tare and dry soil*	V_{out}	*Volume gain in burette out*		

Hydraulic conductivity - Flexible-wall permeameter - Falling Head test (ASTM D5856)

Sample	Essai 2 (12W 14%)
Date	29-May-18
Operator	RTL EF

$$k = \frac{a_{in} a_{out} L}{A\, t(a_{in} + a_{out})} \ln(h_1/h_2)$$

Burettes	
a_{in} (cm^2)	0.17
a_{out} (cm^2)	0.17

D_{60} (mm)	0.030

D_{10} (mm)	0.004

Sample properties

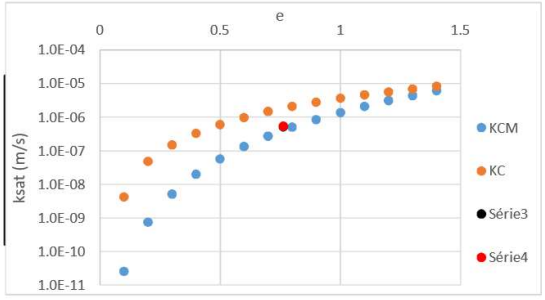
Diameter (cm)	7.13	ρ_{df} (g/cm^2)	1.628
L (cm)	11.85	G_s	2.87
A (cm^2)	39.95	e (-)	0.763
Volume (cm^3)	473.5	S_r (%)	127.4788

Water content (Démontage)

M_T (g)	31.5
M_{T+wet} (g)	76.3
M_{T+d} (g)	66.7
M_d (g)	35.2
w (%)	27.2

Test 1					T (°C)	24.5	R_T	0.899
Time (s)	Time laps (s)	l_{in} (cm)	l_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	185	38.8			162.5		
30.73	30.73	180	44.7	15	12.2	135.3	1.48E-06	1.32851E-06
62.88	32.15	175	49.8	20	17.3	125.2	5.98E-07	5.37801E-07
99.27	36.39	170	54.9	25	22.4	115.1	5.73E-07	5.15125E-07
139.78	40.51	165	60.3	30	27.8	104.7	5.79E-07	5.21001E-07
184.72	44.94	160	65.5	35	33	94.5	5.65E-07	5.0831E-07
234.48	49.76	155	70.4	40	37.9	84.6	5.51E-07	4.95648E-07
287.38	52.9	150	75.3	45	42.8	74.7	5.83E-07	5.24318E-07
							k_{sat} (m/s)	**5.17E-07**

Test 2					T (°C)	24.5	R_T	0.899
Time (s)	Time laps (s)	l_{in} (cm)	l_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	185	51.2			157.8		
32.75	32.75	180	56.4	14	20.2	123.6	1.85E-06	1.66232E-06
67.65	34.9	175	61.3	19	25.1	113.7	5.93E-07	5.33133E-07
105.87	38.22	170	67.7	24	31.5	102.3	6.85E-07	6.16077E-07
149.68	43.81	165	71.9	29	35.7	93.1	5.33E-07	4.79383E-07
196.52	46.84	160	76.9	34	40.7	83.1	6.01E-07	5.40649E-07
249.31	52.79	155	81.8	39	45.6	73.2	5.95E-07	5.35522E-07
309.49	60.18	150	86.9	44	50.7	63.1	6.11E-07	5.49846E-07
							k_{sat} (m/s)	**5.41E-07**



IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

G_s	*Specific gravity*	a_{in}	*Area cross section of the burette in*	T	*Temperature*
S_r	*Degree of saturation*	a_{out}	*area cross section of the burette out*	e	*Void ratio*
k_{sat}	*hydraulic conductivity*	L	*Length of the specimen*	M_T	*Mass of tare*
R_T	*Correction factor*	A	*Cross-sectional area of the specimen*	M_d	*Mass of dry soil*
l_{in}	*Reading of the burette in*	$k_{sat,20}$	*hydraulic conductivity corrected at 20 C*	w	*water content*
l_{out}	*Reading of the burette out*	Δh	*head loss across the speciment at time t*		
M_{T+wet}	*Mass of tare and wet soil*	V_{in}	*Volume loss in the burette in*		
M_{T+d}	*Mass of tare and dry soil*	V_{out}	*Volume gain in burette out*		

Hydraulic conductivity - Flexible-wall permeameter - Falling Head test (ASTM D5856)

Sample	Essai 3 (2w)
Date	22-Mar-18
Operator	RTL

$$k = \frac{a_{in} a_{out} L}{A\, t(a_{in} + a_{out})} \ln(h_1/h_2)$$

Burettes	1
a_{in} (cm^2)	0.17
a_{out} (cm^2)	0.17

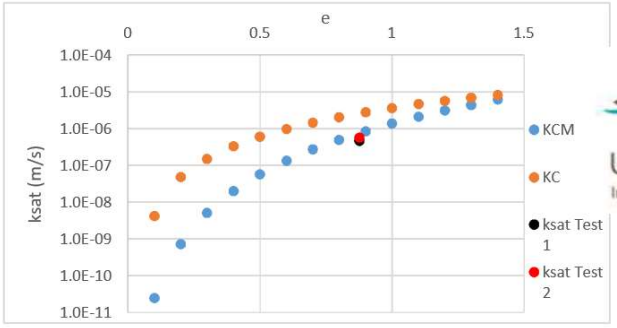
D_{60} (mm)	0.030	D_{10} (mm)	0.004

Sample properties				
	Diameter (cm)	7.17	ρ_{df} (g/cm^2)	1.530
	L (cm)	11.19	G_s	2.87
	A (cm^2)	40.34	e (-)	0.876
	Volume (cm^3)	451.3	S_r (%)	120.01652

Water content (Démontage)	
M_T (g)	317.8
M_{T+wet} (g)	1196.6
M_{T+d} (g)	1008.2
M_d (g)	690.4
w (%)	27.3

Test 1					T (°C)	24.5	R_T	0.899
Time (s)	Time laps (s)	l_{in} (cm)	l_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	190	60			162.5		
31.12	31.12	185	64.5	10	32	120.5	2.38E-06	2.14148E-06
71.83	40.71	180	69.8	15	37.3	110.2	5.44E-07	4.89157E-07
112.75	40.92	175	74.4	20	41.9	100.6	5.52E-07	4.96406E-07
159.13	46.38	170	78.7	25	46.2	91.3	5.18E-07	4.6611E-07
218.02	58.89	165	84	30	51.5	81.0	5.04E-07	4.53002E-07
285.48	67.46	160	89.7	35	57.2	70.3	5.20E-07	4.68053E-07
363.44	77.96	155	95.2	40	62.7	59.8	5.14E-07	4.62442E-07
							k_{sat} (m/s)	**4.72E-07**

Test 2					T (°C)	24.5	R_T	0.899
Time (s)	Time laps (s)	l_{in} (cm)	l_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	180	54.1			157.8		
34.98	34.98	175	57.9	22	38.9	96.9	3.45E-06	3.10691E-06
78.94	43.96	170	63	27	44	86.8	6.21E-07	5.58038E-07
130.07	51.13	165	69.3	32	50.3	75.5	6.76E-07	6.07937E-07
186.61	56.54	160	73.9	37	54.9	65.9	5.96E-07	5.36051E-07
252.35	65.74	155	79	42	60	55.8	6.27E-07	5.63991E-07
325.93	73.58	150	84	47	65	45.8	6.65E-07	5.98172E-07
417.68	91.75	145	89.2	52	70.2	35.6	6.80E-07	6.11969E-07
							k_{sat} (m/s)	**5.79E-07**



IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

G_s	*Specific gravity*	a_{in}	*Area cross section of the burette in*	T	*Temperature*
S_r	*Degree of saturation*	a_{out}	*area cross section of the burette out*	e	*Void ratio*
k_{sat}	*hydraulic conductivity*	L	*Length of the specimen*	M_T	*Mass of tare*
R_T	*Correction factor*	A	*Cross-sectional area of the specimen*	M_d	*Mass of dry soil*
l_{in}	*Reading of the burette in*	$k_{sat,20}$	*hydraulic conductivity corrected at 20 C*	w	*water content*
l_{out}	*Reading of the burette out*	Δh	*head loss across the speciment at time t*		
M_{T+wet}	*Mass of tare and wet soil*	V_{in}	*Volume loss in the burette in*		
M_{T+d}	*Mass of tare and dry soil*	V_{out}	*Volume gain in burette out*		

Hydraulic conductivity - Flexible-wall permeameter - Falling Head test (ASTM D5856)

Sample	Essai 4 (cellule #4)
Date	27 aout
Operator	RTL

$$k = \frac{a_{in} a_{out} L}{A\, t(a_{in} + a_{out})} \ln(h_1/h_2)$$

Burettes	1
a_{in} (cm^2)	0.16
a_{out} (cm^2)	0.16

D_{60} (mm)	0.030	D_{10} (mm)	0.004

Sample properties

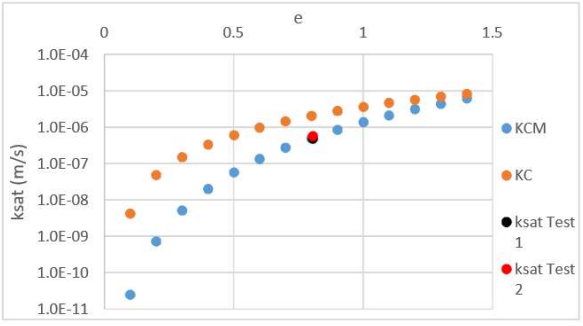
Diameter (cm)	7.18	ρ_{df} (g/cm^2)	1.590
L (cm)	11.52	G_s	2.87
A (cm^2)	40.49	e (-)	0.805
Volume (cm^3)	466.6	S_r (%)	123.58264

Water content (Démontage)

M_T (g)	66.8
M_{T+wet} (g)	157.5
M_{T+d} (g)	138.2
M_d (g)	71.4
w (%)	27.0

Test 1					T (°C)	22.5	R_T	0.942
Time (s)	Time laps (s)	I_{in} (cm)	I_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	185	45.5			162.5		
6.7	6.7	184	46.5	11	14	137.5	6.18E-06	5.56E-06
13.04	6.34	183	47.4	12	14.9	135.6	5.44E-07	4.89126E-07
19.36	6.32	182	48.5	13	16	133.5	6.12E-07	5.50387E-07
26.08	6.72	181	49.4	14	16.9	131.6	5.29E-07	4.75393E-07
32.89	6.81	180	50.4	15	17.9	129.6	5.57E-07	5.01175E-07
40.45	7.56	179	51.1	16	18.6	127.9	4.33E-07	3.89249E-07
47.5	7.05	178	52	17	19.5	126.0	5.26E-07	4.73131E-07
							k_{sat} (m/s)	**4.77E-07**

Test 2					T (°C)	22.5	R_T	0.942
Time (s)	Time laps (s)	I_{in} (cm)	I_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	185	48.8			157.8		
5.94	5.94	184	49.6	13	30.6	114.2	1.35E-05	1.21329E-05
12.32	6.38	183	50.5	14	31.5	112.3	6.52E-07	5.86065E-07
19.41	7.09	182	51.5	15	32.5	110.3	6.28E-07	5.64861E-07
26.59	7.18	181	52.4	16	33.4	108.4	6.00E-07	5.3934E-07
34	7.41	180	53.4	17	34.4	106.4	6.23E-07	5.60094E-07
41.29	7.29	179	54.4	18	35.4	104.4	6.45E-07	5.80118E-07
48.65	7.36	178	55.4	19	36.4	102.4	6.51E-07	5.85715E-07
							k_{sat} (m/s)	**5.69E-07**



IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

G_s	*Specific gravity*	a_{in}	*Area cross section of the burette in*	T	*Temperature*
S_r	*Degree of saturation*	a_{out}	*area cross section of the burette out*	e	*Void ratio*
k_{sat}	*hydraulic conductivity*	L	*Length of the specimen*	M_T	*Mass of tare*
R_T	*Correction factor*	A	*Cross-sectional area of the specimen*	M_d	*Mass of dry soil*
I_{in}	*Reading of the burette in*	$k_{sat,20}$	*hydraulic conductivity corrected at 20 C*	w	*water content*
I_{out}	*Reading of the burette out*	Δh	*head loss across the speciment at time t*		
M_{T+wet}	*Mass of tare and wet soil*	V_{in}	*Volume loss in the burette in*		
M_{T+d}	*Mass of tare and dry soil*	V_{out}	*Volume gain in burette out*		

Hydraulic conductivity - Flexible-wall permeameter - Falling Head test (ASTM D5856)

Sample	Essai 5 (Cellule #1)
Date	26 aout
Operator	RTL

$$k = \frac{a_{in} a_{out} L}{A\, t(a_{in} + a_{out})} \ln(h_1/h_2)$$

Burettes	1
a_{in} (cm^2)	0.17
a_{out} (cm^2)	0.17

D_{60} (mm)	0.030

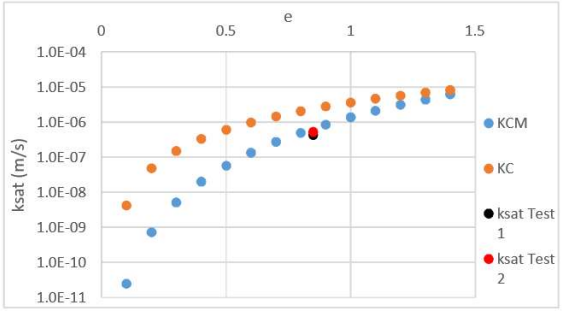
D_{10} (mm)	0.004

Sample properties				
	Diameter (cm)	7.18	ρ_{df} (g/cm^2)	1.551
	L (cm)	11.77	G_s	2.87
	A (cm^2)	40.46	e (-)	0.850
	Volume (cm^3)	476.1	S_r (%)	121.7135

Water content (Démontage)	
M_T (g)	69.1
M_{T+wet} (g)	131.6
M_{T+d} (g)	118.2
M_d (g)	49.1
w (%)	27.3

Test 1					T (°C)	22.5	R_T	0.942
Time (s)	Time laps (s)	l_{in} (cm)	l_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	183	47.6			162.5		
12.1	12.1	181	48.9	14	16.4	132.1	4.24E-06	3.81483E-06
27.5	15.4	179	50.6	16	18.1	128.4	4.57E-07	4.11125E-07
41.91	14.41	177	52.3	18	19.8	124.7	5.03E-07	4.52218E-07
57.97	16.06	175	54.1	20	21.6	120.9	4.78E-07	4.29453E-07
75.21	17.24	173	56	22	23.5	117.0	4.71E-07	4.2388E-07
93.07	17.86	171	58	24	25.5	113.0	4.83E-07	4.34076E-07
110.45	17.38	169	59.8	26	27.3	109.2	4.88E-07	4.38635E-07
							k_{sat} (m/s)	**4.31E-07**

Test 2					T (°C)	22.5	R_T	0.942
Time (s)	Time laps (s)	l_{in} (cm)	l_{out} (cm)	V_{in} (mL)	V_{out} (mL)	Δh (cm)	k_{sat} (m/s)	k_{20} (m/s)
0	0	177	51.8			157.8		
7.59	7.59	176	52.6	21	33.6	103.2	1.39E-05	1.24692E-05
15.09	7.5	175	53.5	22	34.5	101.3	6.14E-07	5.52183E-07
23.65	8.56	174	54.5	23	35.5	99.3	5.77E-07	5.19171E-07
32.36	8.71	173	55.5	24	36.5	97.3	5.79E-07	5.20612E-07
41.03	8.67	172	56.4	25	37.4	95.4	5.64E-07	5.06918E-07
49.77	8.74	171	57.4	26	38.4	93.4	6.01E-07	5.40261E-07
58.6	8.83	170	58.3	27	39.3	91.5	5.77E-07	5.18731E-07
							k_{sat} (m/s)	**5.26E-07**



IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

G_s	*Specific gravity*	a_{in}	*Area cross section of the burette in*	T	*Temperature*
S_r	*Degree of saturation*	a_{out}	*area cross section of the burette out*	e	*Void ratio*
k_{sat}	*hydraulic conductivity*	L	*Length of the specimen*	M_T	*Mass of tare*
R_T	*Correction factor*	A	*Cross-sectional area of the specimen*	M_d	*Mass of dry soil*
l_{in}	*Reading of the burette in*	$k_{sat,20}$	*hydraulic conductivity corrected at 20 C*	w	*water content*
l_{out}	*Reading of the burette out*	Δh	*head loss across the speciment at time t*		
M_{T+wet}	*Mass of tare and wet soil*	V_{in}	*Volume loss in the burette in*		
M_{T+d}	*Mass of tare and dry soil*	V_{out}	*Volume gain in burette out*		

ANNEXE E – ESSAIS TEMPE CELL

Tempe Cell

Sample information:	Essai 1 cellule #1 triax 6 / 7
Date:	04-Sep
By:	Roseline Lévesque

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Ring dimensions

diameter (mm)	66.6
Height (mm)	32.0
volume (mm^3)	111617.1
volume (cm^3)	111.6

Cell #	11
Gs	2.87

Soil mass

$M_{ring + plate}$ (g)	266.5		
$M_{initial\ wet\ sol + ring + plate}$ (g)	485.4		
$M_{final\ wet\ sol + ring + plate}$ (g)	392.21		
$M_{initial\ wet}$ (g)	218.9	$M_{initial\ dry}$ (g)	172.0
$M_{final\ wet}$ (g)	178.15	$M_{final\ dry}$ (g)	171.5

Sample parameters

	Initial	Final
e (-)	0.78	0.87
n (-)	0.44	0.46
θ (-)	0.42	0.06
S_r (-)	0.96	0.13

Water content

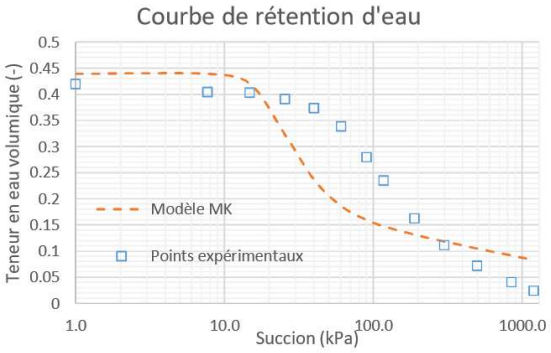
	Initial	Final
# tare	A3	219
$M_{T + tare}$ (g)	131.6	194.3
M_{tare} (g)	69.1	16.5
M_T (g)	62.5	177.9
$M_{d + tare}$ (g)	118.2	187.7
M_d (g)	49.1	171.2
M_w (g)	13.4	6.7
w	0.27	0.04

Equipment mass

	initial	final
Ceramic		
Top (g)	15.68	
Bottom + paper (g)	188.21	188.07
initial cell mass	5782.1	
ceramic type		

Lab results

Ψ (kPa)	M_{cell} (g)	$M_{cell\ corr}$ (g)	θ	S_r
1.0	5782.1	5782.1	0.42	0.96
7.7	5780.3	5780.3	0.40	0.92
14.8	5780.3	5780.2	0.40	0.92
25.5	5778.9	5778.8	0.39	0.89
39.9	5777.0	5776.9	0.37	0.85
60.8	5773.2	5773.0	0.34	0.77
90.2	5766.7	5766.4	0.28	0.64
117.4	5761.8	5761.4	0.24	0.54
190.0	5754.0	5753.4	0.16	0.37
300.0	5748.6	5747.6	0.11	0.25
500.0	5744.9	5743.2	0.07	0.16
850.0	5742.6	5739.7	0.04	0.09
1200.0	5742.0	5737.9	0.02	0.06



Tempe Cell

Sample information:	Essai 2 Cellule #4 triax 6/7
Date:	04-Sep-18
By:	Roseline Lévesque

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Ring dimensions

diameter (mm)	66.7
Height (mm)	31.9
volume (mm^3)	111452.2
volume (cm^3)	111.5

Cell #	2
Gs	2.87

Soil mass

$M_{ring + plate}$	211.4		
$M_{initial\ wet\ sol + ring + plate}$ (g)	429.3		
$M_{final\ wet\ sol + ring + plate}$ (g)	390.24		
$M_{initial\ wet}$ (g)	217.9	$M_{initial\ dry}$ (g)	171.1
$M_{final\ wet}$ (g)	178.84	$M_{final\ dry}$ (g)	170.7

Water content

	Initial	Final
# tare	A4	B5
$M_{T + tare}$ (g)	157.5	190.4
M_{tare} (g)	66.8	11.77
M_T (g)	90.7	178.63
$M_{d + tare}$ (g)	138	182.3
M_d (g)	71.2	170.53
M_w (g)	19.5	8.1
w	0.27	0.047499

Sample parameters

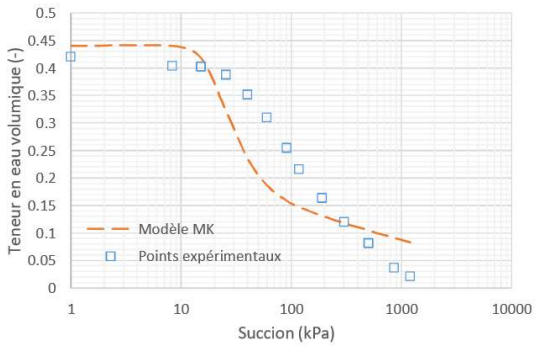
	Initial	Final
e (-)	0.79	0.87
n (-)	0.44	0.47
θ (-)	0.42	0.07
S_r (-)	0.96	0.16

Equipment mass

	initial	final
Ceramic		
Top (g)	15.93	15.93
Bottom + paper (g)	199.98	199.78
initial cell mass	6060.2	
ceramic type		

Lab results

Ψ (kPa)	M_{cell} (g)	$M_{cell\ corr}$ (g)	θ	S_r
1	6060.2	6060.2	0.42	0.96
8.3	6058.4	6058.4	0.40	0.92
15.1	6058.3	6058.2	0.40	0.92
25.5	6056.6	6056.5	0.39	0.88
39.9	6052.7	6052.6	0.35	0.80
60	6048.1	6047.9	0.31	0.70
90.2	6042	6041.7	0.25	0.58
117.4	6037.8	6037.4	0.22	0.49
190	6032.2	6031.6	0.16	0.37
300	6027.7	6026.7	0.12	0.27
500	6024.1	6022.4	0.08	0.19
850	6020.3	6017.5	0.04	0.08
1200	6019.7	6015.7	0.02	0.05



ANNEXE F – ESSAI TRIAXIAL CONSOLIDÉ NON-DRAINÉ

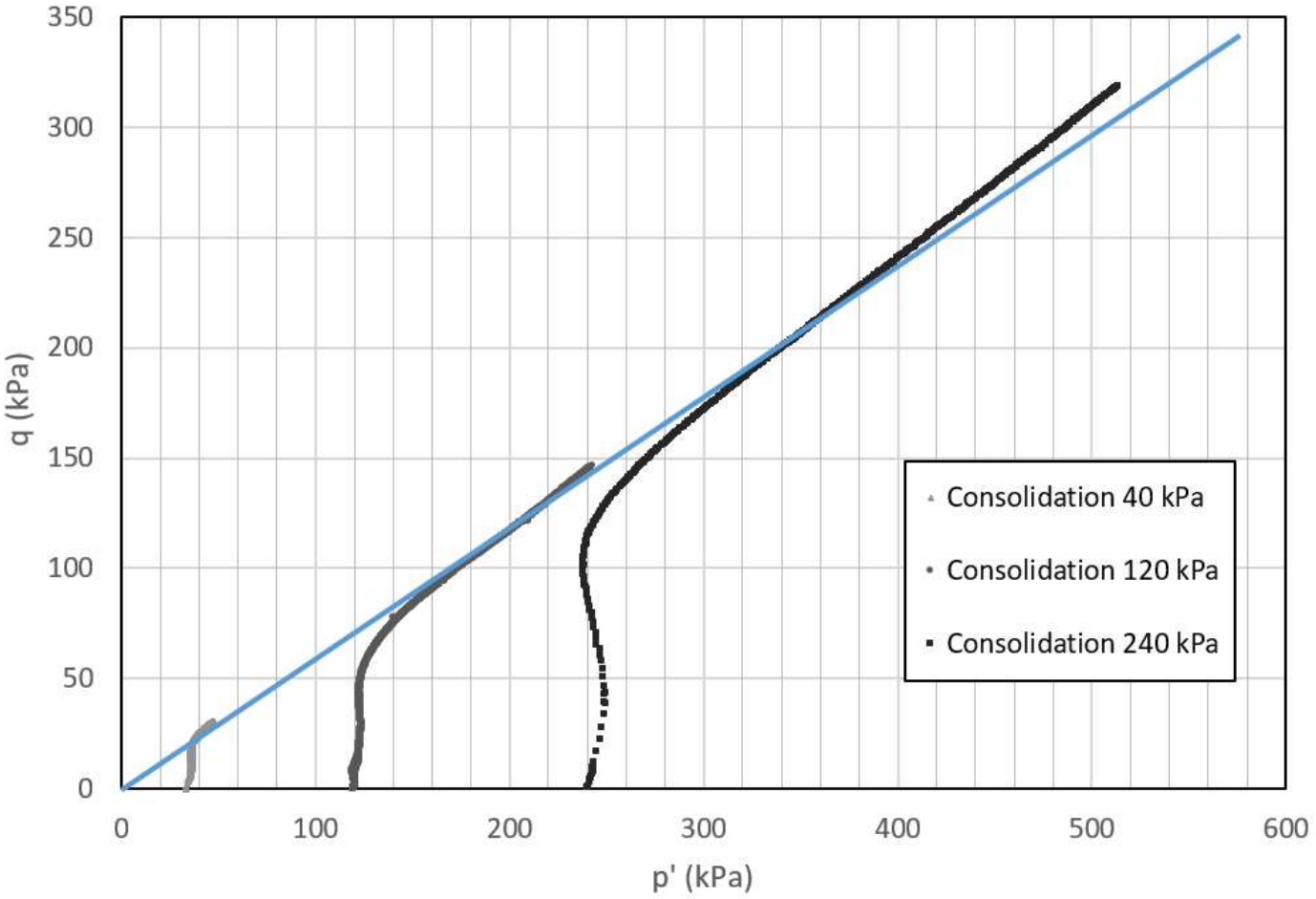


Figure A.1: Essai triaxial dans le domaine de la contrainte moyenne effective (p') et de la contrainte de cisaillement (q) pour différentes contraintes de consolidation.

ANNEXE G – COURBE DE CONSOLIDATION DES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

Compression Test

Sample information	Essai A-1 (3w)
Date	May 10, 2018
By	Roseline Lévesque

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	318.6
$M_{tare+hum}$ (g)	543.7
$M_{tare+sec}$ (g)	468.9
w	0.498

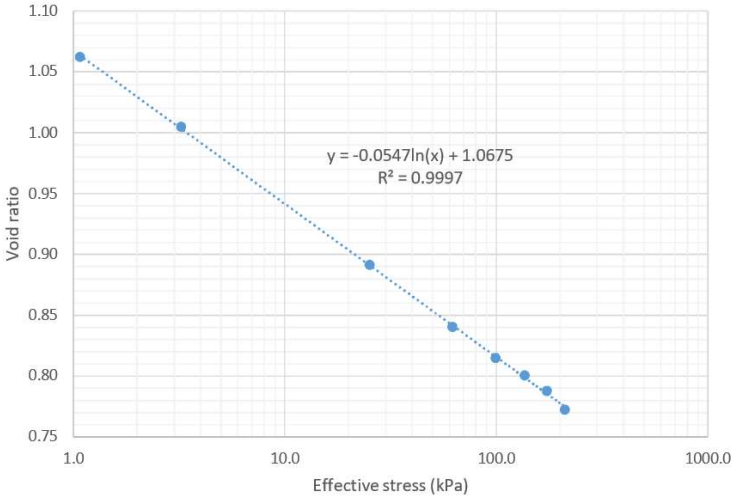
	Mold	Column
M_{tare} (g)	116.3	4910.3
$M_{Tare+soil}$ (g)	1341.3	8957.9

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.86	4.75
V_t (cm^3)	688.1	2218.6
M_t (g)	1225.0	4047.6
M_d (g)	817.9	2702.6
V_s (cm^3)	285.0	941.7
H_s (cm)	6.1	13.3
H (cm)	14.7	31.3
$e_{initial}$	1.41	1.36
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	27.4
e_0	x	1.06
w_0	x	0.40

C_c	0.13
λ	0.055
Sr	1.01

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.1		27.40	1.06
1	1.3	1.8	3.2	0.77	26.63	1.00
2	17.2	23.8	25.2	1.50	25.13	0.89
3	44.2	61.2	62.0	0.68	24.45	0.84
4	71.1	98.4	99.2	0.34	24.11	0.81
5	97.8	135.4	136.2	0.19	23.92	0.80
6	124.6	172.5	173.2	0.17	23.75	0.79
7	151.4	209.5	210.3	0.20	23.55	0.77



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-2 (3w)
Date	May 10, 2018
By	Roseline Lévesque

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	318.6
$M_{tare+hum}$ (g)	543.7
$M_{tare+sec}$ (g)	468.9
w	0.498

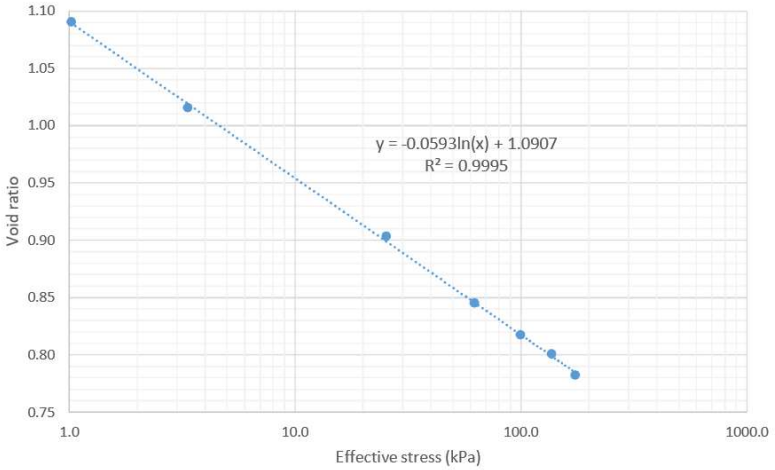
	Mold	Column
M_{tare} (g)	116.3	4975.5
$M_{Tare+soil}$ (g)	1341.3	8895.9

G_s	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.8585	4.75
V_t (cm^3)	688.10	2176.08
M_t (g)	1225.00	3920.40
M_d (g)	817.94	2617.66
V_s (cm^3)	285.00	912.08
H_s (cm)	6.09	12.87
H (cm)	14.71	30.70
$e_{initial}$	1.41	1.39
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	26.90
e_0	x	1.09
w_0	x	0.37

C_c	0.14
λ	0.059
Sr	1.01

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.0		26.90	1.09
1	1.4	2.0	3.3	0.96	25.94	1.02
2	17.3	24.0	25.3	1.44	24.50	0.90
3	44.3	61.4	62.1	0.75	23.74	0.85
4	71.2	98.6	99.3	0.36	23.38	0.82
5	97.9	135.5	136.2	0.21	23.17	0.80
6	124.7	172.6	173.3	0.24	22.93	0.78



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-3
Date	May 15, 2018
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

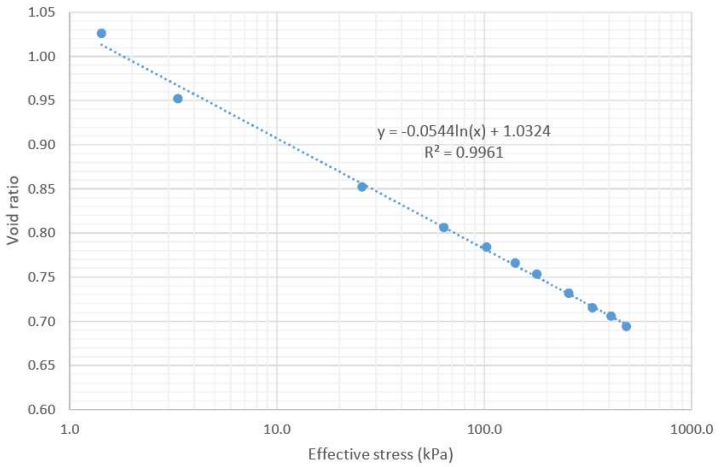
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	126.3
$M_{tare+hum}$ (g)	339.5
$M_{tare+sec}$ (g)	277.9
w	0.406

	Mold	Column
M_{tare} (g)	116.8	4959
$M_{Tare+soil}$ (g)	1389.3	9518.8

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.8375	4.75
V_t (cm^3)	690.50	2395.82
M_t (g)	1272.50	4559.80
M_d (g)	904.84	3242.33
V_s (cm^3)	315.27	1129.73
H_s (cm)	6.81	15.94
H (cm)	14.93	33.80
$e_{initial}$	1.19	1.12
$H_{aft\ sed}$ (cm)	13.81	32.30
e_0	1.03	1.03
w_0	x	0.37

C_c	0.13
λ	0.054
Sr	0.98



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.4		32.30	1.03
1	1.3	1.8	3.3	1.19	31.11	0.95
2	17.6	24.3	25.7	1.59	29.52	0.85
3	45.1	62.4	63.7	0.73	28.78	0.81
4	73.3	101.4	102.8	0.35	28.43	0.78
5	100.8	139.5	140.8	0.28	28.15	0.77
6	128.4	177.7	179.0	0.20	27.94	0.75
7	183.7	254.2	255.5	0.35	27.60	0.73
8	238.8	330.4	331.8	0.26	27.34	0.72
9	294.3	407.3	408.6	0.15	27.19	0.71
10	349.2	483.2	484.5	0.19	27.00	0.69

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-4
Date	May 15, 2018
By	RTL

UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	127
$M_{tare+hum}$ (g)	280.4
$M_{tare+sec}$ (g)	234.2
w	0.431

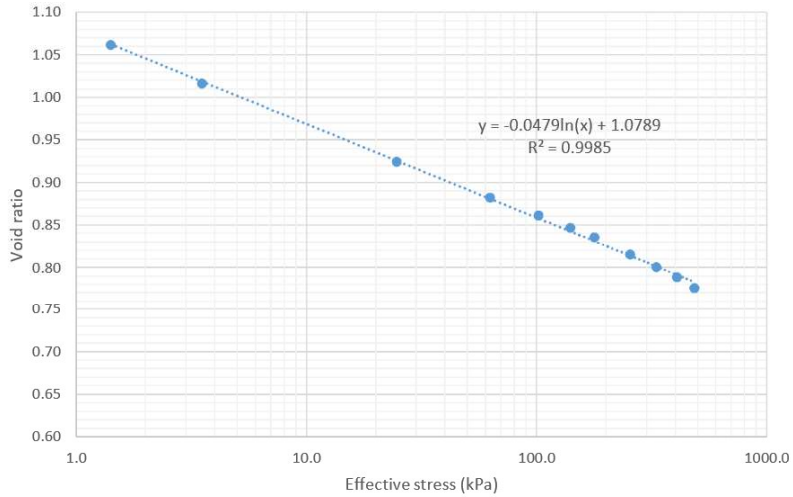
	Mold	Column
M_{tare} (g)	116.5	4959.2
$M_{Tare+soil}$ (g)	1381.1	9774.6

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.838	4.75
V_t (cm^3)	688.30	2629.73
M_t (g)	1264.60	4815.40
M_d (g)	883.74	3365.13
V_s (cm^3)	307.92	1172.52
H_s (cm)	6.65	16.54
H (cm)	14.87	37.10
$e_{initial}$	1.24	1.24
$H_{aft\ sed}$ (cm)	13.72	35.10
e_0	1.06	1.12
w_0	x	0.39

C_c	0.11
λ	0.048
Sr	1.00

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.4		35.10	1.06
1	1.4	2.0	3.5	1.74	33.36	1.02
2	16.7	23.2	24.6	1.52	31.83	0.92
3	44.2	61.2	62.9	0.70	31.13	0.88
4	72.4	100.3	101.9	0.35	30.78	0.86
5	99.9	138.3	140.0	0.23	30.55	0.85
6	127.5	176.5	178.1	0.19	30.36	0.84
7	182.8	253.0	254.7	0.33	30.03	0.82
8	237.9	329.3	330.9	0.25	29.78	0.80
9	293.4	406.1	407.7	0.20	29.58	0.79
10	348.3	482.1	483.7	0.21	29.37	0.78



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-5 (12W)
Date	May 23, 2018
By	RTL

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	125.2
$M_{tare+hum}$ (g)	364.5
$M_{tare+sec}$ (g)	297.1
w	0.392

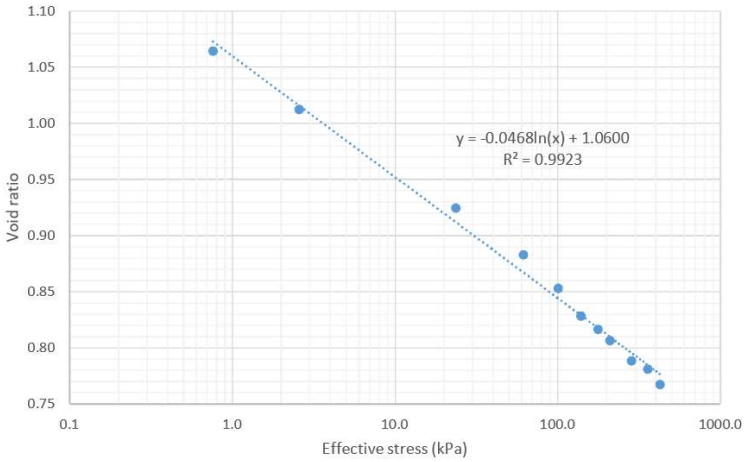
	Mold	Column
M_{tare} (g)	116.66	4968.1
$M_{Tare+soil}$ (g)	1389.8	9886.4

G_S	2.85

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.828	4.75
V_t (cm^3)	689.74	2622.64
M_t (g)	1273.14	4918.30
M_d (g)	914.55	3533.04
V_s (cm^3)	320.90	1239.66
H_s (cm)	6.97	17.49
H (cm)	14.98	37.00
$e_{initial}$	1.15	1.12
$H_{aft\ sed}$ (cm)	14.06	36.10
e_0	1.02	1.06
w_0	x	0.37

C_c	0.11
λ	0.047
Sr	0.97

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			0.8		36.10	1.06
1	1.4	1.9	2.6	0.91	35.19	1.01
2	16.7	23.0	23.7	1.54	33.66	0.92
3	44.2	61.1	61.7	0.73	32.93	0.88
4	72.4	100.1	100.7	0.53	32.40	0.85
5	99.9	138.2	138.7	0.43	31.97	0.83
6	127.5	176.4	176.9	0.20	31.77	0.82
7	151.5	209.6	210.1	0.18	31.59	0.81
8	205.0	283.6	284.2	0.31	31.28	0.79
9	258.6	357.8	358.3	0.13	31.15	0.78
10	308.2	426.5	427.0	0.24	30.91	0.77



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-6 (12W)
Date	May 23, 2018
By	RTL

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	126
$M_{tare+hum}$ (g)	376.7
$M_{tare+sec}$ (g)	302.7
w	0.419

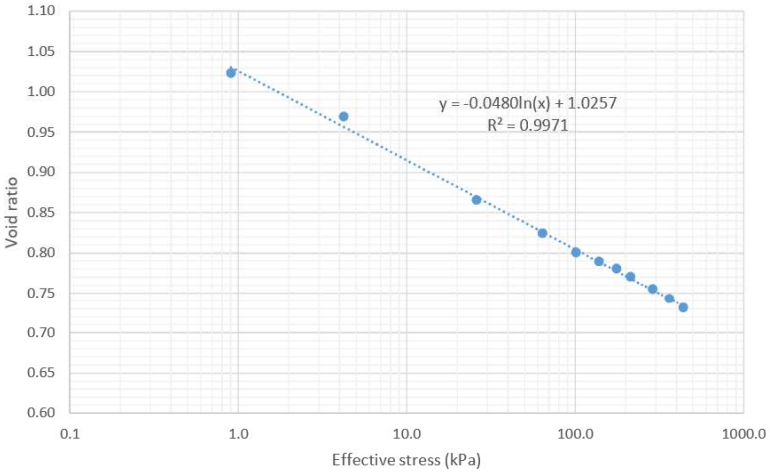
	Mold	Column
M_{tare} (g)	116.5	4889.4
$M_{Tare+soil}$ (g)	1372.4	7942.3

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.8175	4.75
V_t (cm^3)	688.30	1630.29
M_t (g)	1255.90	3052.90
M_d (g)	885.19	2151.76
V_s (cm^3)	308.43	749.74
H_s (cm)	6.74	10.58
H (cm)	15.03	23.00
$e_{initial}$	1.23	1.17
$H_{aft\ sed}$ (cm)	13.88	21.40
e_0	1.06	1.02
w_0	x	0.37

C_c	0.11
λ	0.048
Sr	0.98

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			0.9		21.40	1.02
1	2.4	3.4	4.2	0.57	20.83	0.97
2	18.2	25.1	26.0	1.09	19.74	0.87
3	45.5	62.9	63.7	0.44	19.30	0.82
4	72.4	100.2	101.0	0.25	19.05	0.80
5	99.5	137.7	138.5	0.12	18.93	0.79
6	126.5	175.0	175.8	0.10	18.83	0.78
7	153.1	211.8	212.6	0.10	18.73	0.77
8	207.1	286.6	287.4	0.17	18.56	0.75
9	260.6	360.6	361.4	0.13	18.43	0.74
10	314.9	435.8	436.5	0.12	18.31	0.73



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-7
Date	May 15, 2018
By	RTL

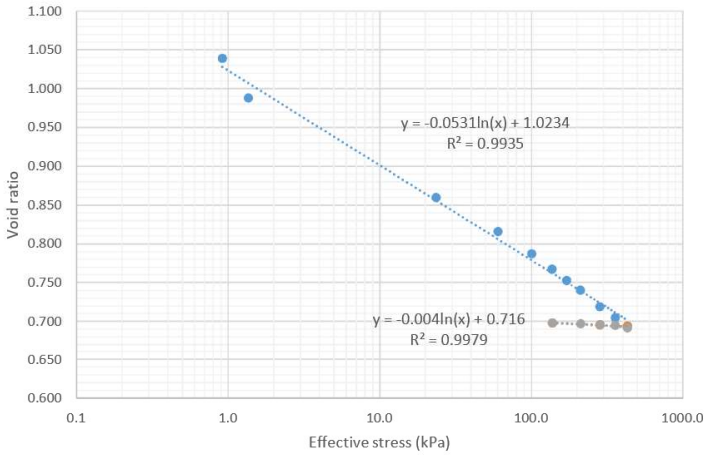
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	32.14
$M_{tare+hum}$ (g)	71.4
$M_{tare+sec}$ (g)	60.67
w	0.376

	Mold	Column
M_{tare} (g)	x	4924.1
$M_{Tare+soil}$ (g)	x	8701.3

G_S	2.83

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	x	4.773
V_t (cm^3)	x	2037.86
M_t (g)	x	3777.20
M_d (g)	x	2744.87
V_s (cm^3)	x	969.92
H_s (cm)	x	13.68
H (cm)	x	28.75
$e_{initial}$	x	1.10
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	27.90
e_0	x	1.04
w_0	x	0.35

C_c	0.12
λ	0.053
Sr	0.97



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			0.9		27.90	1.039
1	1.3	1.9	1.4	0.70	27.20	0.988
2	16.6	22.8	23.5	1.75	25.45	0.860
3	43.6	59.8	60.4	0.60	24.85	0.816
4	72.7	99.7	100.3	0.40	24.45	0.787
5	99.5	136.5	137.0	0.27	24.18	0.767
6	124.4	170.6	171.2	0.20	23.98	0.752
7	152.9	209.6	210.2	0.17	23.81	0.740
8	206.6	283.3	283.8	0.30	23.51	0.718
9	260.0	356.4	357.0	0.19	23.32	0.705
10	313.7	430.1	430.6	0.15	23.18	0.694
Décompression	206.6	283.3	283.8	-0.0186	23.19	0.695
Décompression	99.3	136.2	137.8	-0.04	23.23	0.698
R1	152.9	209.6	211.3	0.02	23.21	0.697
R2	206.4	283.0	284.7	0.01	23.20	0.696
R3	260.1	356.6	356.6	0.01	23.19	0.695
R4	313.8	430.2	430.2	0.04	23.15	0.692

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-8
Date	May 15, 2018
By	RTL

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	32.07
$M_{tare+hum}$ (g)	47.93
$M_{tare+sec}$ (g)	44.03
w	0.326

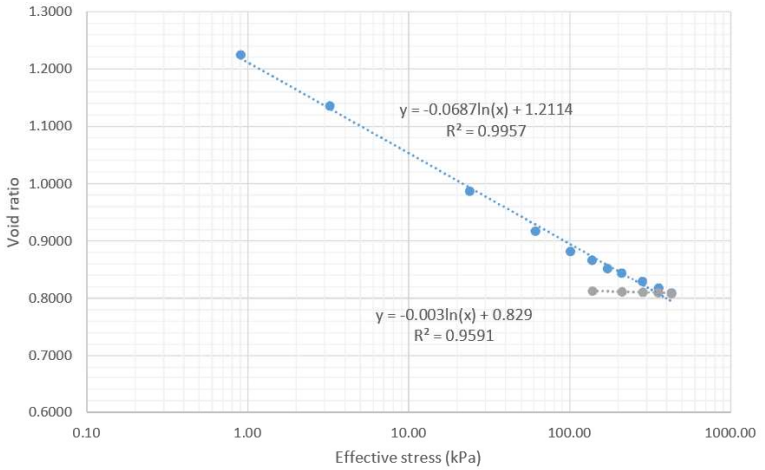
	Mold	Column
M_{tare} (g)	x	4869.5
$M_{Tare+soil}$ (g)	x	8506.6

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	x	4.7905
V_t (cm^3)	x	2261.14
M_t (g)	x	3637.10
M_d (g)	x	2742.73
V_s (cm^3)	x	955.66
H_s (cm)	x	13.48
H (cm)	x	31.90
$e_{initial}$	x	1.37
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	30.00
e_0	x	1.23
w_0	x	0.28

C_c	0.16
λ	0.069
Sr	0.69

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			0.90		30.00	1.2251
1	2.26	3.07	3.23	1.21	28.79	1.1356
2	17.06	23.21	23.81	2.00	26.79	0.9873
3	44.56	60.63	61.19	0.94	25.85	0.9175
4	73.66	100.23	100.76	0.48	25.37	0.8818
5	100.46	136.69	137.21	0.21	25.16	0.8664
6	125.36	170.58	171.09	0.19	24.97	0.8521
7	153.86	209.35	209.86	0.11	24.86	0.8442
8	207.56	282.42	282.92	0.20	24.66	0.8292
9	260.96	355.08	355.57	0.15	24.51	0.8181
10	314.66	428.15	428.64	0.12	24.39	0.8092
Décompression	207.56	282.42	282.91	-0.0190	24.41	0.8106
Décompression	100.26	136.42	138.07	-0.03	24.44	0.8126
R1	153.86	209.35	211.04	0.01	24.43	0.8116
R2	207.36	282.15	283.83	0.01	24.42	0.8109
R3	261.06	355.22	355.22	0.01	24.40	0.8098
R4	314.76	428.29	428.29	0.01	24.39	0.8088



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai B-1
Date	26-Jun-18
By	RTL, EF

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

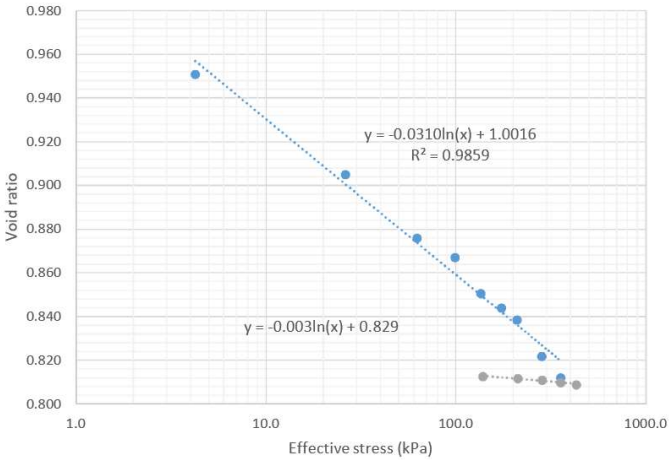
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	
$M_{tare+hum}$ (g)	1298
$M_{tare+sec}$ (g)	2801.1
w	0.463

	Mold	Column
M_{tare} (g)	x	4889.4
$M_{Tare+soil}$ (g)	x	8580.6

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	x	4.805
V_t (cm^3)	x	2020.14
M_t (g)	x	3691.20
M_d (g)	x	2522.36
V_s (cm^3)	x	878.87
H_s (cm)	x	12.40
H (cm)	x	28.50
$e_{initial}$	x	1.30
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	25.80
e_0	x	1.08
w_0	x	0.39

C_c	0.093
λ	0.041
Sr	1.02



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.0		25.80	1.081
1	2.4	3.2	4.2	1.61	24.19	0.951
2	18.4	24.9	26.1	0.57	23.62	0.905
3	45.2	61.1	62.3	0.36	23.26	0.876
4	72.1	97.5	98.6	0.11	23.15	0.867
5	98.9	133.8	135.1	0.21	22.94	0.850
6	125.4	169.6	173.2	0.08	22.86	0.844
7	152.2	205.9	209.5	0.07	22.80	0.839
8	205.9	278.5	282.1	0.21	22.59	0.822
9	259.6	351.1	354.7	0.12	22.47	0.812
10	313.5	424.0	427.6	0.60	21.87	0.764
Décompression	233.2	315.4	319.0	-0.0190	21.89	0.765
Décompression	152.6	206.4	211.0	-0.03	21.91	0.767
R1	71.8	97.1	101.8	0.01	21.90	0.766
R2	152.6	206.4	211.0	0.01	21.89	0.765
R3	206.3	279.0	279.0	0.01	21.88	0.764
R4	313.8	424.4	424.4	0.01	21.86	0.763

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-9
Date	May 15, 2018
By	RTL

UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

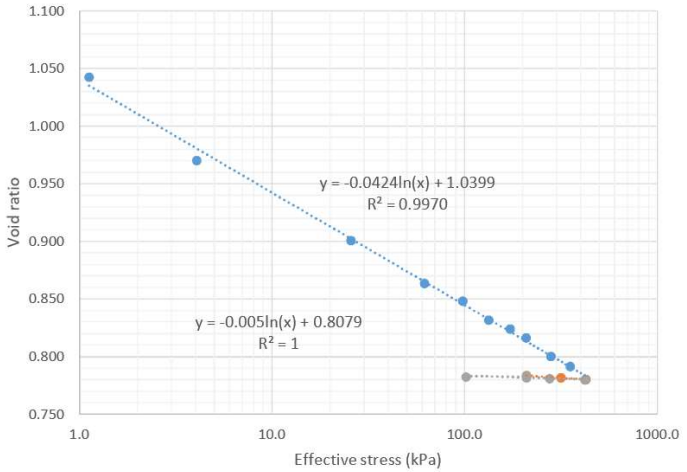
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	
$M_{tare+hum}$ (g)	1373.7
$M_{tare+sec}$ (g)	3194.3
w	0.430

	Mold	Column
M_{tare} (g)	x	4942.8
$M_{Tare+soil}$ (g)	x	9101.6

G_s	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	x	4.825
V_t (cm^3)	x	2261.14
M_t (g)	x	4158.80
M_d (g)	x	2908.16
V_s (cm^3)	x	1013.29
H_s (cm)	x	14.30
H (cm)	x	31.90
$e_{initial}$	x	1.23
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	29.20
e_0	x	1.04
w_0	x	0.36

C_c	0.098
λ	0.042
Sr	1.00



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.1		29.20	1.043
1	2.3	3.1	4.1	1.03	28.17	0.970
2	18.3	24.5	25.6	0.99	27.18	0.901
3	45.1	60.5	61.8	0.53	26.64	0.864
4	72.0	96.6	97.5	0.22	26.42	0.848
5	98.8	132.5	133.4	0.23	26.19	0.832
6	125.3	168.1	172.1	0.11	26.08	0.824
7	152.1	204.0	208.1	0.11	25.97	0.817
8	205.8	276.0	280.1	0.23	25.74	0.800
9	259.5	348.1	352.1	0.13	25.61	0.792
10	313.4	420.4	424.4	0.16	25.45	0.780
Décompression	233.1	312.7	316.7	-0.0190	25.47	0.782
Décompression	152.5	204.5	209.8	-0.03	25.50	0.784
R1	71.7	96.2	101.5	0.01	25.48	0.783
R2	152.5	204.5	209.8	0.01	25.47	0.782
R3	206.2	276.6	276.6	0.01	25.46	0.781
R4	313.7	420.8	420.8	0.01	25.45	0.780

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai B-2
Date	10-Jul-18
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

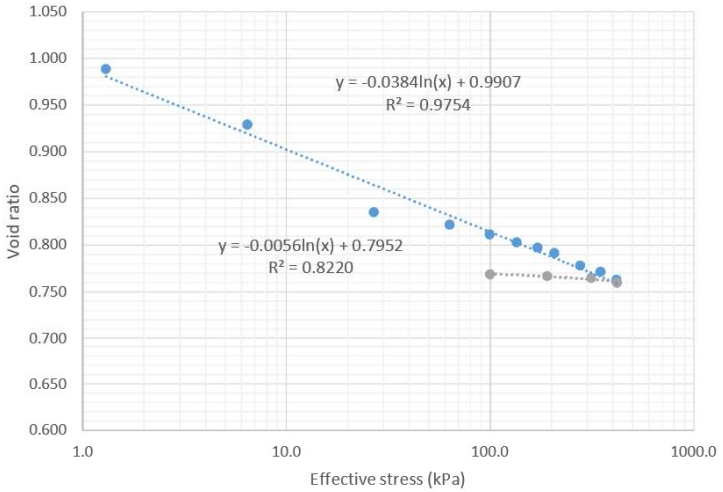
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	122.2
$M_{tare+hum}$ (g)	362.4
$M_{tare+sec}$ (g)	293.4
w	0.403

	Mold	Column
M_{tare} (g)	99.3	4942.8
$M_{Tare+soil}$ (g)	1377.6	9578

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.86	4.83
V_t (cm^3)	689.60	2466.70
M_t (g)	1278.30	4635.20
M_d (g)	911.09	3303.69
V_s (cm^3)	317.45	1151.11
H_s (cm)	6.78	16.24
H (cm)	14.73	34.80
$e_{initial}$	1.17	1.14
$H_{aft\ sed}$ (cm)	13.80	32.30
e_0	1.04	0.99
w_0	x	0.35

C_c	0.088
λ	0.038
Sr	0.99



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.3		32.30	0.989
1	1.3	1.8	6.4	0.967	31.33	0.929
2	16.6	22.3	26.9	1.529	29.80	0.835
3	43.9	58.8	63.4	0.217	29.59	0.822
4	70.9	95.0	99.5	0.168	29.42	0.812
5	97.5	130.6	135.1	0.140	29.28	0.803
6	124.2	166.3	170.8	0.094	29.18	0.797
7	150.8	201.9	206.4	0.092	29.09	0.791
8	202.8	271.5	276.0	0.220	28.87	0.778
9	256.3	343.1	347.6	0.106	28.77	0.771
10	309.2	413.9	418.4	0.137	28.63	0.763
Décompression	71.3	95.5	100.0	-0.090	28.72	0.768
R1	139.1	186.3	190.8	0.025	28.69	0.767
R2	229.7	307.5	313.4	0.037	28.66	0.765
R3	309.7	414.6	420.5	0.082	28.58	0.760

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai B-3
Date	May 15, 2018
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

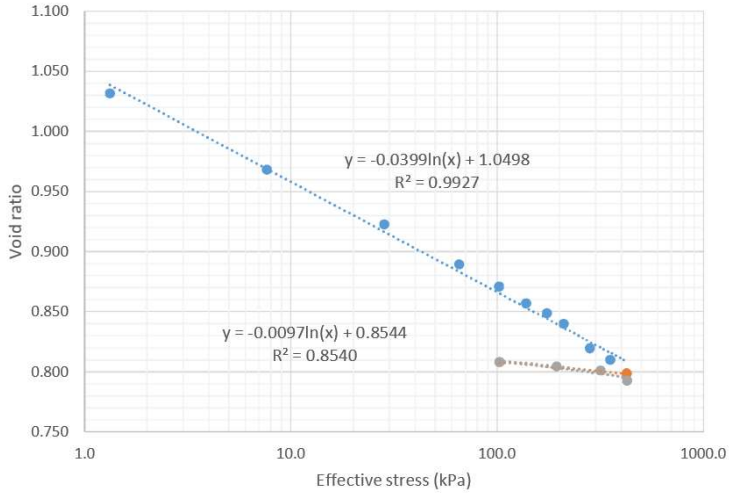
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	122.2
$M_{tare+hum}$ (g)	362.4
$M_{tare+sec}$ (g)	293.4
w	0.403

	Mold	Column
M_{tare} (g)	99.3	4918.1
$M_{Tare+soil}$ (g)	1377.6	9413.8

G_s	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.86	4.805
V_t (cm^3)	689.60	2409.99
M_t (g)	1278.30	4495.70
M_d (g)	911.09	3204.26
V_s (cm^3)	317.45	1116.47
H_s (cm)	6.78	15.75
H (cm)	14.73	34.00
$e_{initial}$	1.17	1.16
$H_{aft\ sed}$ (cm)	13.61	32.00
e_0	1.01	1.03
w_0	x	0.36

C_c	0.092
λ	0.040
Sr	0.99



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.3		32.00	1.032
1	2.3	3.1	7.6	1.000	31.00	0.968
2	17.6	23.7	28.3	0.715	30.29	0.923
3	44.9	60.7	65.2	0.522	29.76	0.890
4	71.9	97.2	101.7	0.292	29.47	0.871
5	98.5	133.2	137.6	0.222	29.25	0.857
6	125.2	169.3	173.7	0.131	29.12	0.849
7	151.8	205.3	209.7	0.135	28.98	0.840
8	203.8	275.6	280.0	0.322	28.66	0.820
9	257.3	347.9	352.4	0.150	28.51	0.810
10	310.2	419.5	423.9	0.183	28.33	0.798
Décompression	72.3	97.7	102.2	-0.151	28.48	0.808
R1	140.1	189.4	193.9	0.054	28.43	0.805
R2	230.7	312.0	316.4	0.056	28.37	0.801
R3	310.7	420.2	424.6	0.131	28.24	0.793

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai C-1
Date	May 15, 2018
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

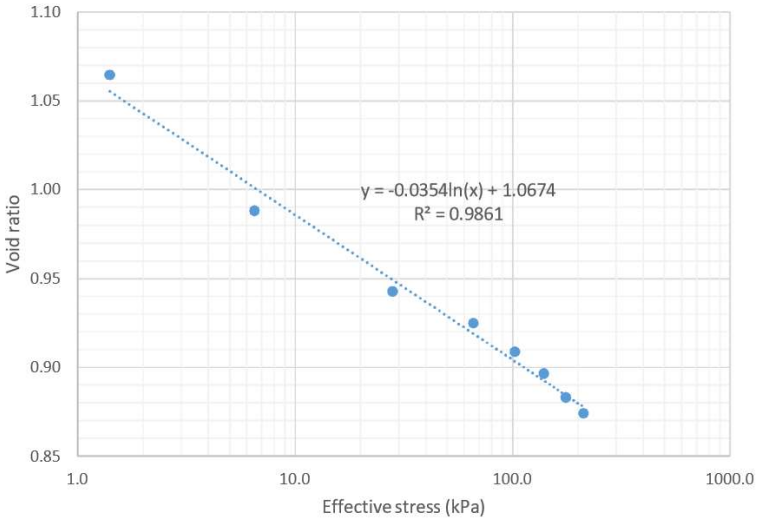
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	12
$M_{tare+hum}$ (g)	321.8
$M_{tare+sec}$ (g)	231.1
w	0.414

	Mold	Column
M_{tare} (g)	101.8	4875.4
$M_{Tare+soil}$ (g)	1351.8	9472.945
		6084.7
G_S	2.87	

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.86	4.805
V_t (cm^3)	688.50	2261.14
M_t (g)	1250.00	4597.55
M_d (g)	884.04	3251.52
V_s (cm^3)	308.03	1132.94
H_s (cm)	6.58	15.98
H (cm)	14.71	31.90
$e_{initial}$	1.24	1.00
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	33.00
e_0	x	1.06
w_0	x	0.39

C_c	0.082
λ	0.035
Sr	0.96

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.4		31.90	1.06
1	1.4	1.8	6.5	0.125	31.78	0.99
2	17.4	23.5	28.1	0.725	31.05	0.94
3	45.4	61.3	66.0	0.283	30.77	0.92
4	72.4	97.9	102.5	0.256	30.51	0.91
5	99.4	134.4	139.0	0.198	30.31	0.90
6	126.4	170.9	175.5	0.215	30.10	0.88
7	153.4	207.4	212.0	0.141	29.96	0.87



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai B-4
Date	May 15, 2018
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	12
$M_{tare+hum}$ (g)	321.8
$M_{tare+sec}$ (g)	231.1
w	0.414

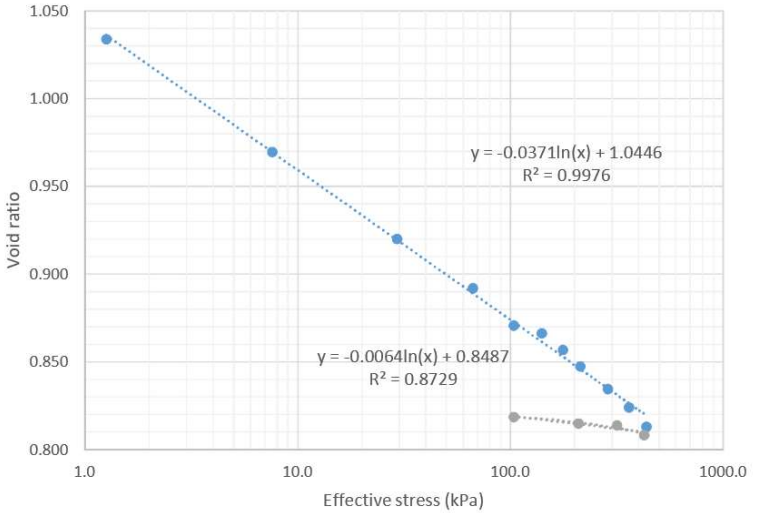
	Mold	Column
M_{tare} (g)	101.8	4875.4
$M_{Tare+soil}$ (g)	1351.8	9316

G_s	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	3.86	4.805
V_t (cm^3)	688.50	2395.82
M_t (g)	1250.00	4440.60
M_d (g)	884.04	3140.53
V_s (cm^3)	308.03	1094.26
H_s (cm)	6.58	15.44
H (cm)	14.71	33.80
$e_{initial}$	1.24	1.19
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	31.40
e_0	x	1.03
w_0	x	0.36

C_c	0.085
λ	0.037
Sr	1.00

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.3		31.4	1.034
1	2.3	3.1	7.6	0.995	30.4	0.970
2	18.4	24.8	29.3	0.762	29.6	0.920
3	45.8	61.9	66.3	0.433	29.2	0.892
4	73.2	98.9	103.4	0.330	28.9	0.871
5	100.2	135.5	139.9	0.068	28.8	0.866
6	127.1	171.8	176.3	0.144	28.7	0.857
7	154.2	208.5	212.9	0.146	28.5	0.847
8	208.7	282.2	286.6	0.200	28.3	0.835
9	263.2	355.9	360.3	0.161	28.2	0.824
10	317.4	429.2	433.6	0.171	28.0	0.813
Décompression	73.1	98.8	103.2	-0.086	28.1	0.819
R1	151.0	204.2	208.5	0.057	28.0	0.815
R2	231.0	312.4	316.7	0.016	28.0	0.814
R3	310.3	419.6	424.0	0.084	27.9	0.808



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai C-2
Date	May 15, 2018
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Water Content	Initial
M_{tare} (g)	31.5
$M_{tare+hum}$ (g)	135.11
$M_{tare+sec}$ (g)	104.4
w	0.421

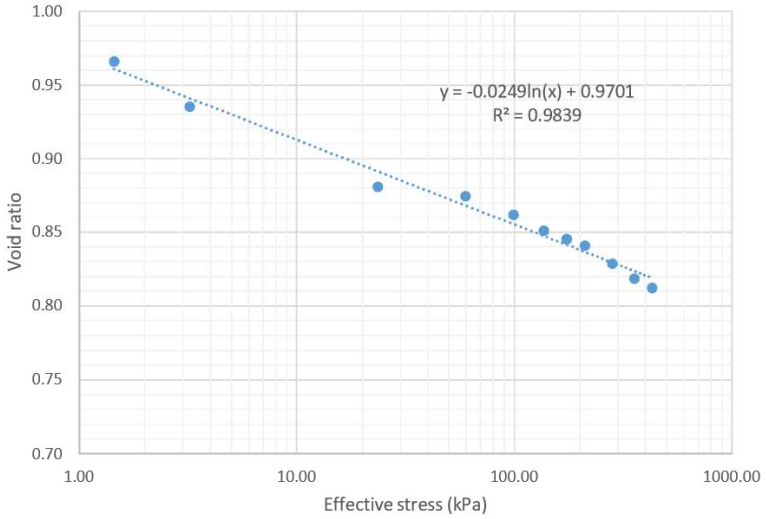
	Mold	Column
M_{tare} (g)	x	4921.7
$M_{Tare+soil}$ (g)	x	9598.6

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	x	4.8
V_t (cm^3)	x	2324.94
M_t (g)	x	4676.90
M_d (g)	x	3290.67
V_s (cm^3)	x	1146.57
H_s (cm)	x	16.18
H (cm)	x	32.80
$e_{initial}$	x	1.03
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	31.80
e_0	x	0.97
w_0	x	0.40

C_c	0.06
λ	0.025
Sr	1.18

Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.44		31.80	0.97
1	1.33	1.80	3.22	0.50	31.30	0.94
2	16.33	22.13	23.51	0.88	30.42	0.88
3	42.83	58.05	59.42	0.43	30.32	0.87
4	71.93	97.49	98.85	0.20	30.12	0.86
5	99.43	134.76	136.11	0.17	29.94	0.85
6	127.03	172.16	173.51	0.10	29.85	0.85
7	154.13	208.89	210.24	0.07	29.78	0.84
8	206.73	280.18	281.52	0.20	29.58	0.83
9	261.03	353.77	355.10	0.17	29.41	0.82
10	315.93	428.18	429.50	0.10	29.31	0.81



$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai C-3
Date	May 15, 2018
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

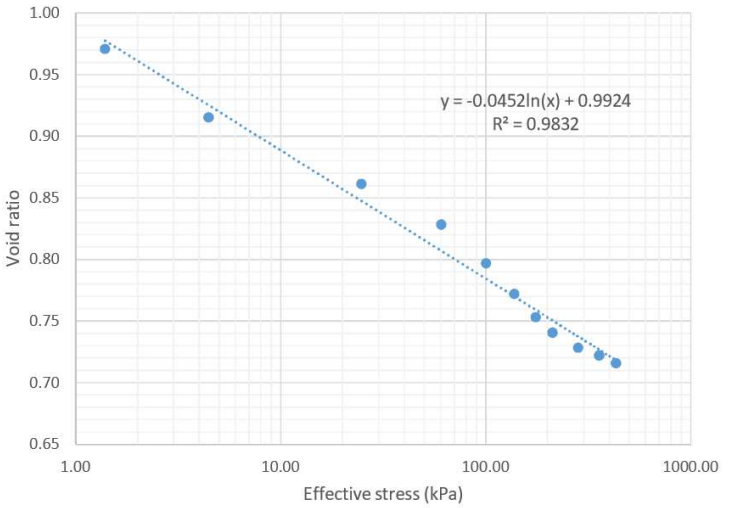
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	31.5
$M_{tare+hum}$ (g)	135.1
$M_{tare+sec}$ (g)	104.4
w	0.421

	Mold	Column
M_{tare} (g)	x	4955.7
$M_{Tare+soil}$ (g)	x	9576.8

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	x	4.8
V_t (cm^3)	x	2324.94
M_t (g)	x	4621.10
M_d (g)	x	3251.72
V_s (cm^3)	x	1133.00
H_s (cm)	x	15.98
H (cm)	x	32.80
$e_{initial}$	x	1.05
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	31.50
e_0	x	0.97
w_0	x	0.39

C_c	0.104
λ	0.045
Sr	1.15



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.39		31.50	0.97
1	2.3	3.09	4.44	0.89	30.61	0.92
2	17.3	23.42	24.72	0.86	29.75	0.86
3	43.8	59.34	60.61	0.53	29.22	0.83
4	72.9	98.77	100.03	0.50	28.72	0.80
5	100.4	136.05	137.28	0.40	28.32	0.77
6	128.0	173.45	174.67	0.30	28.02	0.75
7	155.1	210.18	211.39	0.20	27.82	0.74
8	207.7	281.47	282.67	0.20	27.62	0.73
9	262.0	355.06	356.26	0.10	27.52	0.72
10	316.9	429.47	430.66	0.10	27.42	0.72

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

Compression Test

Sample information	Essai A-10
Date	May 15, 2018
By	RTL

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

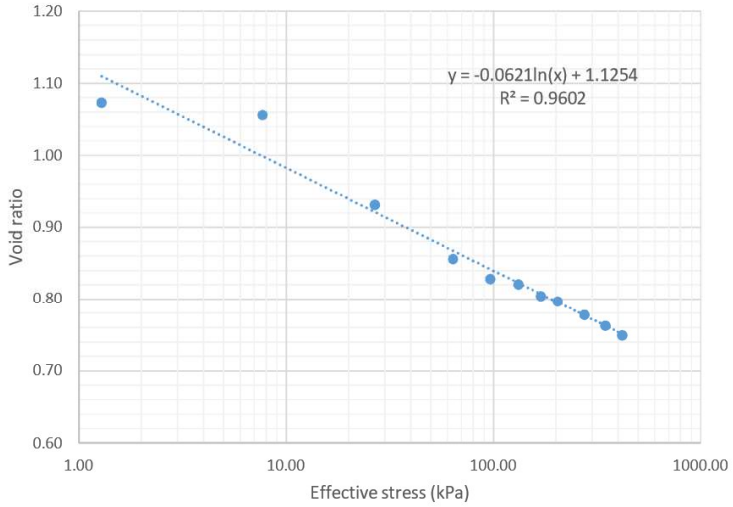
Water Content	Initial
M_{tare} (g)	105.3
$M_{tare+hum}$ (g)	199.9
$M_{tare+sec}$ (g)	172.3
w	0.412

	Mold	Column
M_{tare} (g)	x	4962.3
$M_{Tare+soil}$ (g)	x	9396.1

G_S	2.87

Void Ratio	Mold	Column
r (cm)	x	4.8
V_t (cm^3)	x	2367.5
M_t (g)	x	4433.8
M_d (g)	x	3140.2
V_s (cm^3)	x	1094.2
H_s (cm)	x	15.4
H (cm)	x	33.4
$e_{initial}$	x	1.16
$H_{aft\ sed}$ (cm)	x	32.0
e_0	x	1.07
w_0	x	0.38

C_c	0.143
λ	0.062
Sr	1.02



Step	M_{app} (Kg)	Step (kPa)	σ_{eff}	ΔH (cm)	H (cm)	e
0			1.29		32.00	1.07
1	2.31	3.13	7.70	0.26	31.74	1.06
2	16.48	22.34	26.81	1.93	29.81	0.93
3	43.81	59.38	63.79	1.16	28.65	0.86
4	67.81	91.91	96.30	0.43	28.22	0.83
5	94.31	127.82	132.21	0.12	28.10	0.82
6	121.51	164.69	169.06	0.25	27.85	0.80
7	146.71	198.84	203.21	0.12	27.73	0.80
8	199.31	270.13	274.48	0.29	27.44	0.78
9	251.61	341.01	345.35	0.24	27.20	0.76
10	305.01	413.38	417.71	0.20	26.99	0.75

$M_{tare+wet}$	Mass of the container and wet soil	D	Diameter	H	Height of soil	M_d	Mass of the dry soil	e_0	Void ratio after sedimentation
$M_{tare+dry}$	Mass of the container and dry soil	w	Gravimetric water content	Hs	Height of solid	M_t	Total mass of soil	S_r	Saturation degree
M_{tare}	Mass of the container	G_s	*Specific gravity*	σ_{eff}	Effective stress	V_t	Total volume of soil	λ	Cam Clay parameter (slope)
$H_{aft\ sed}$	Height after 24 hours of sedimentation	C_c	Compression coefficient	V_s	Volume of solids	$e_{initial}$	Initial void ratio		

ANNEXE H – PRESSIONS INTERSTITIELLES EN EXCÈS MESURÉES PAR LES CAPTEURS DE PRESSION PENDANT LES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

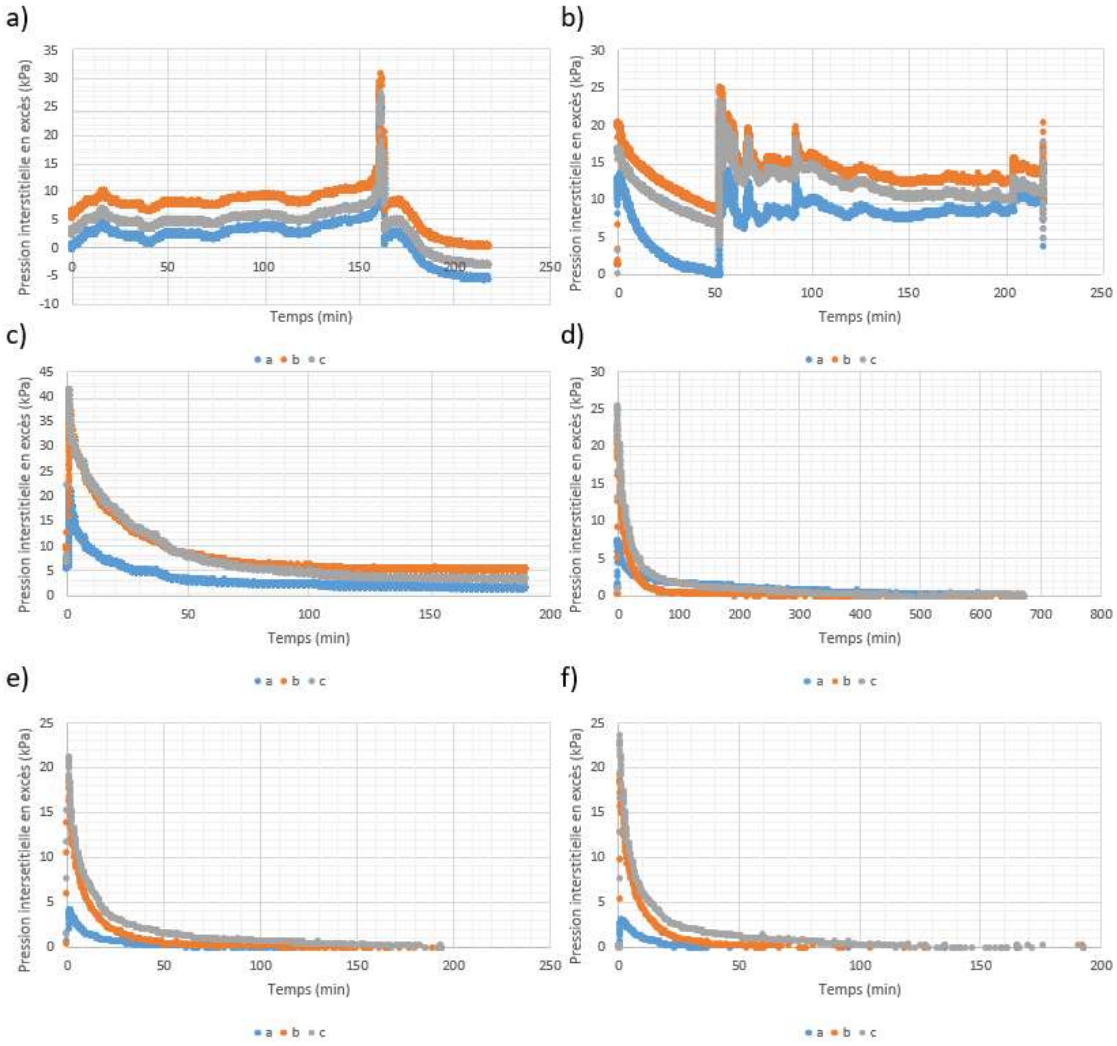


Figure A.2: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-1 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f).

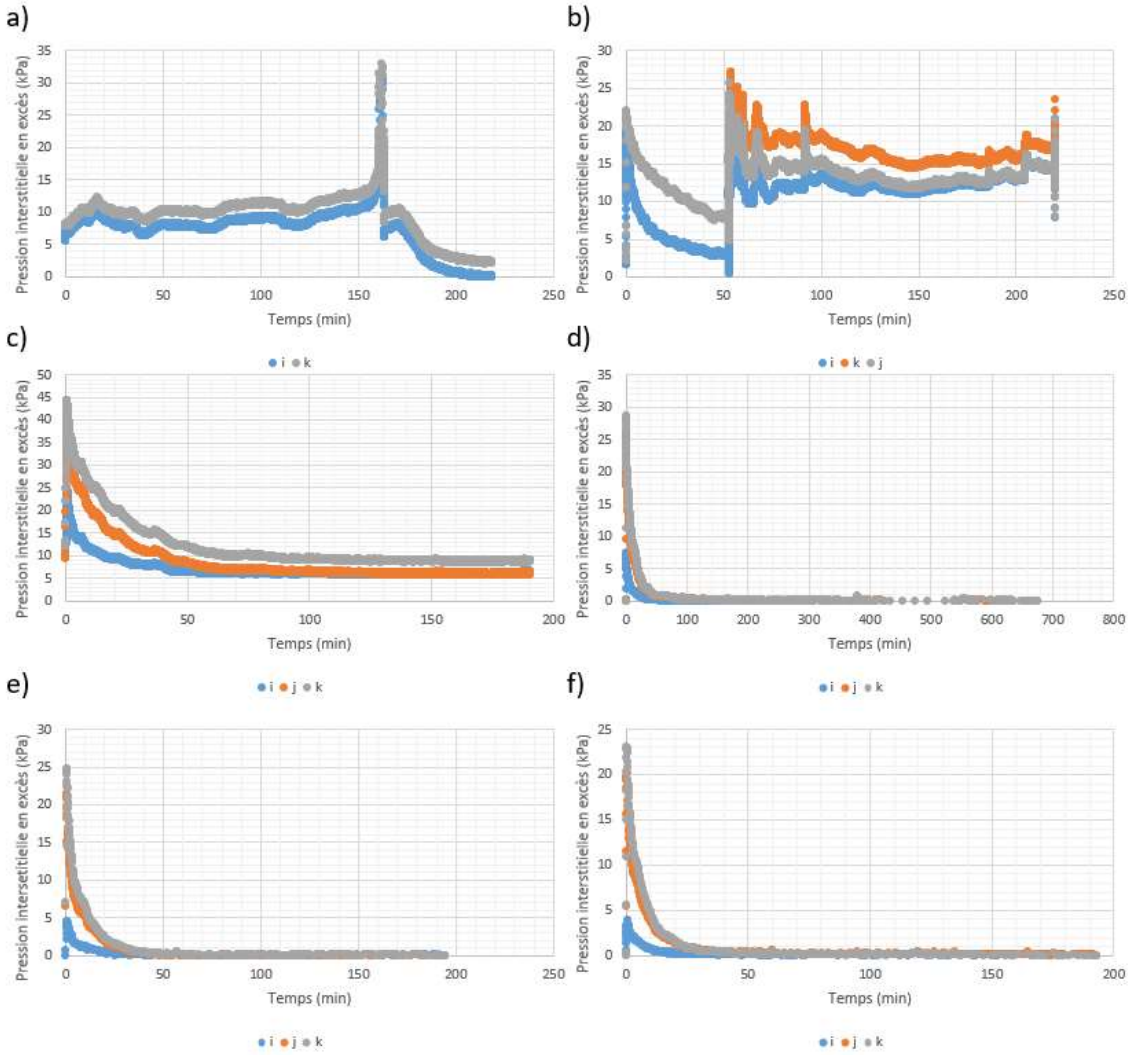


Figure A.3: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-2 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f).

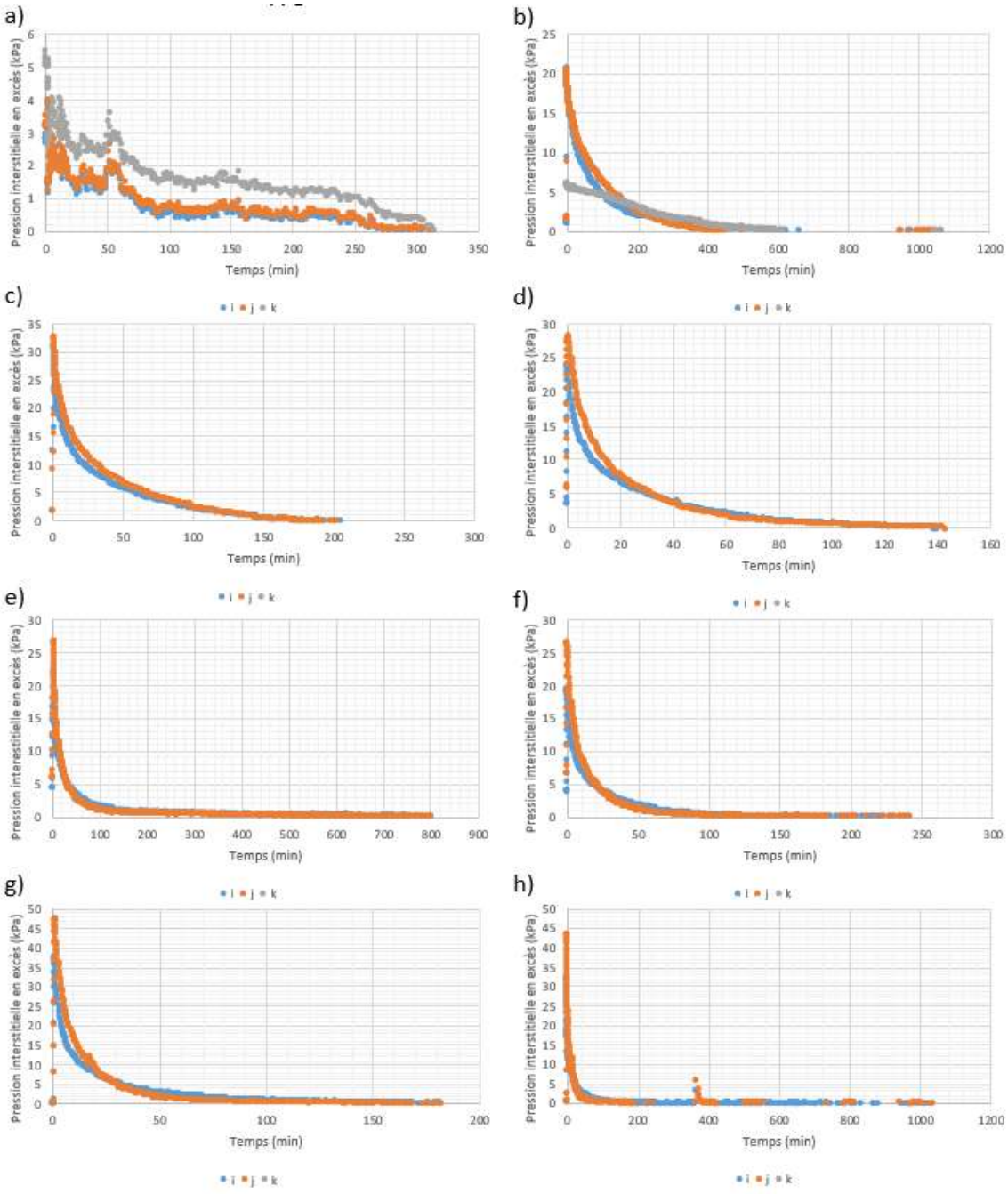


Figure A.4: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-3 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g) et 8 (h).

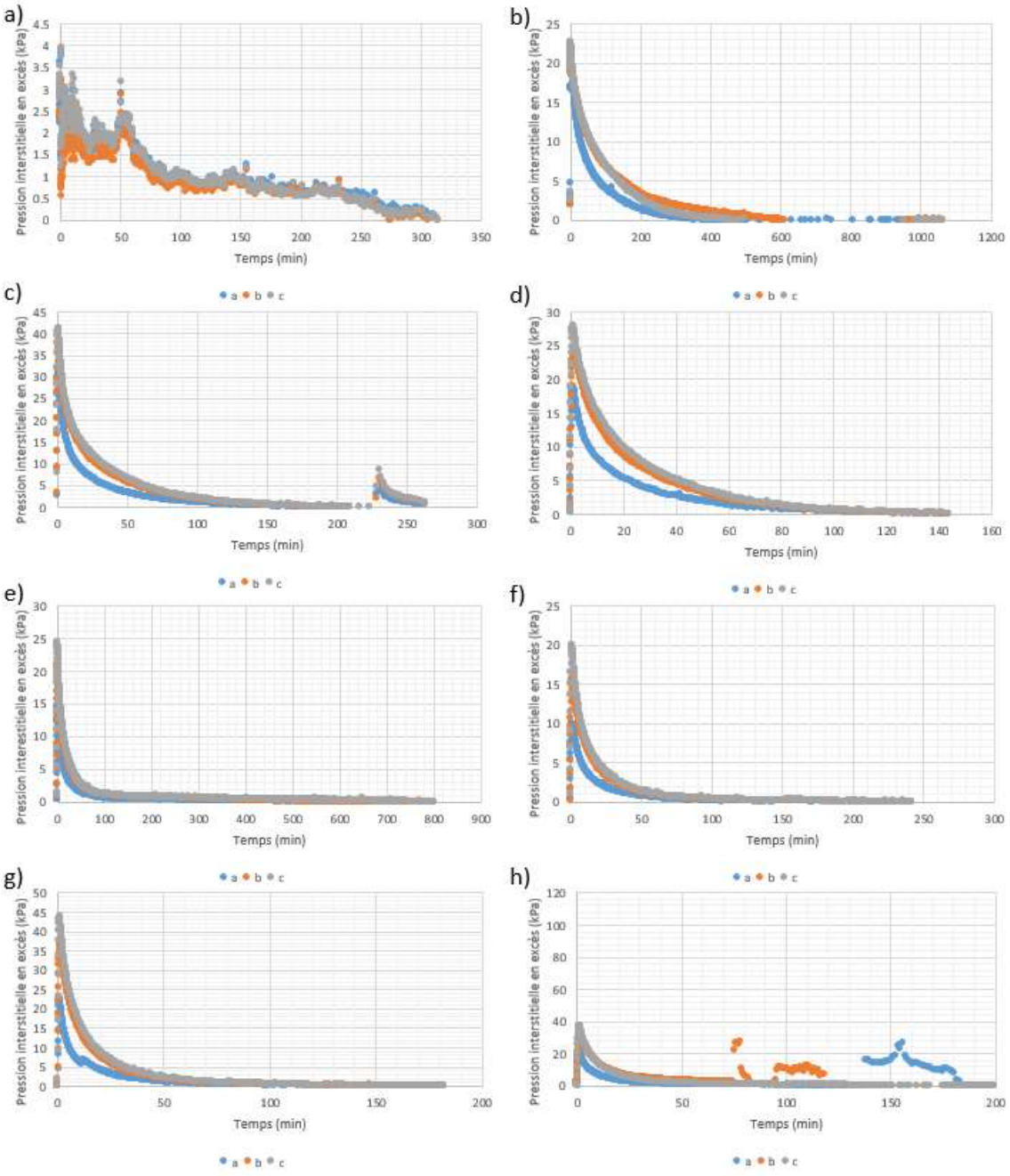


Figure A.5: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-4 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g) et 8 (h).

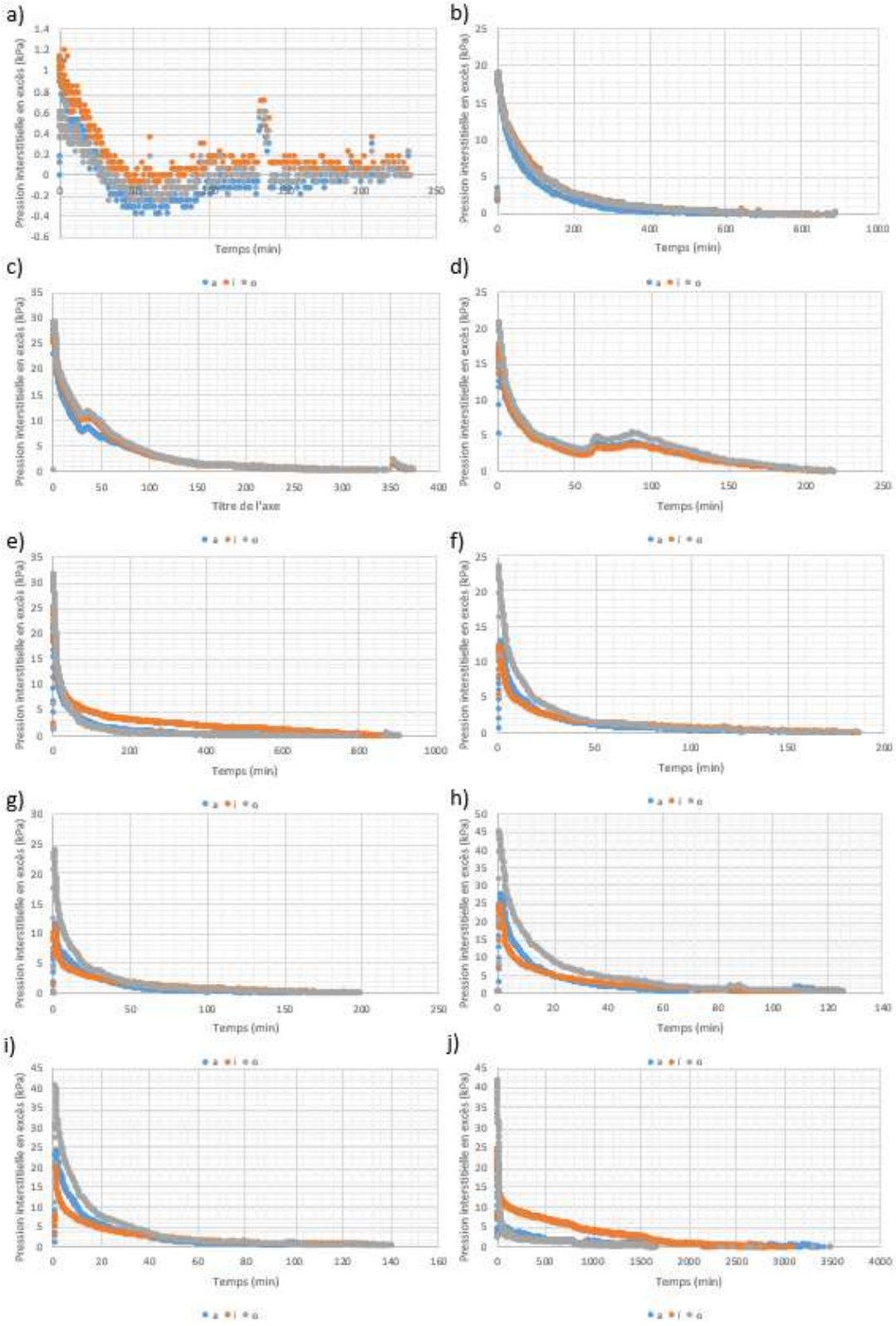


Figure A.6: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-5 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

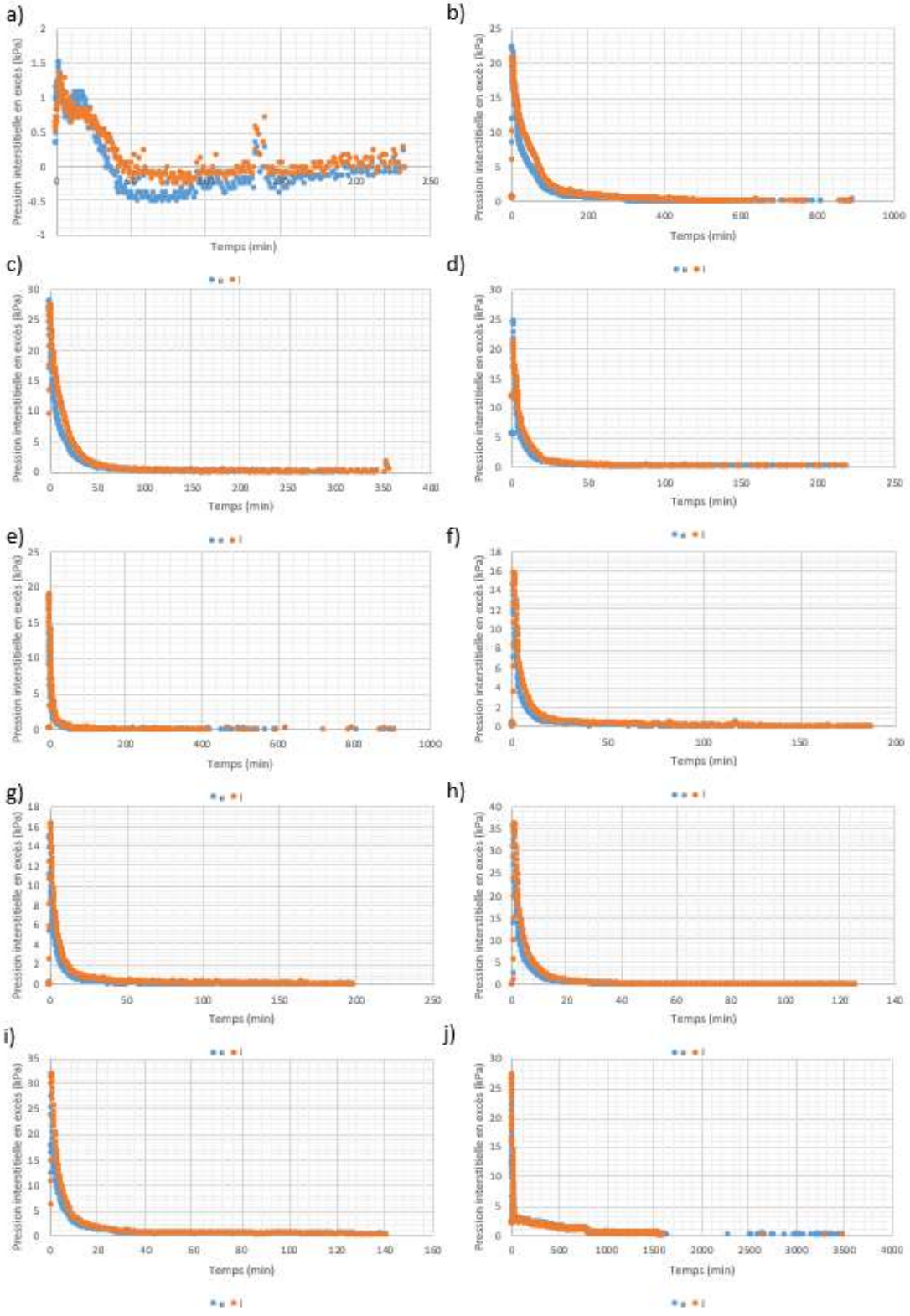


Figure A.7: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-6 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

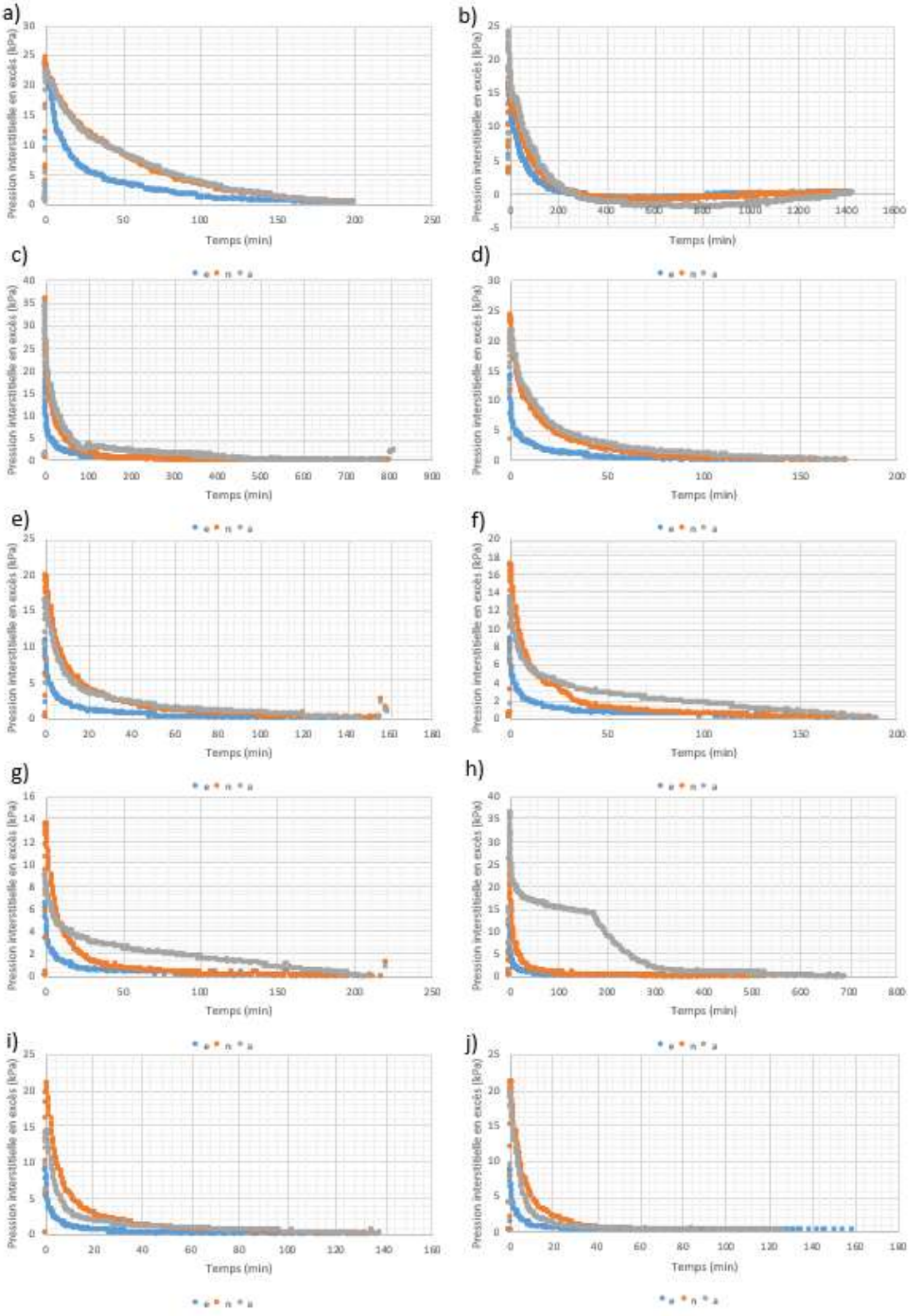


Figure A.8: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-7 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

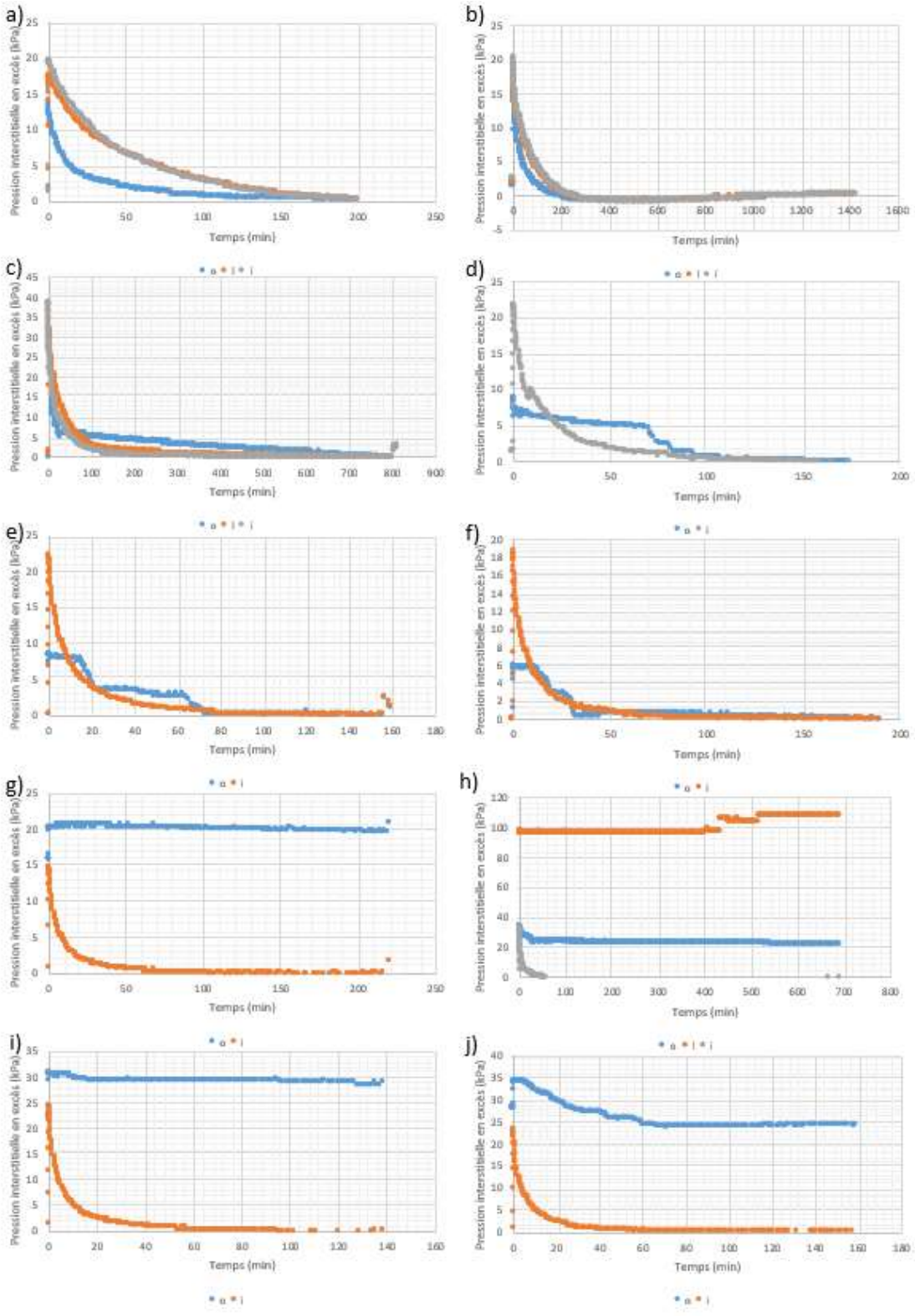


Figure A.9: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-8 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

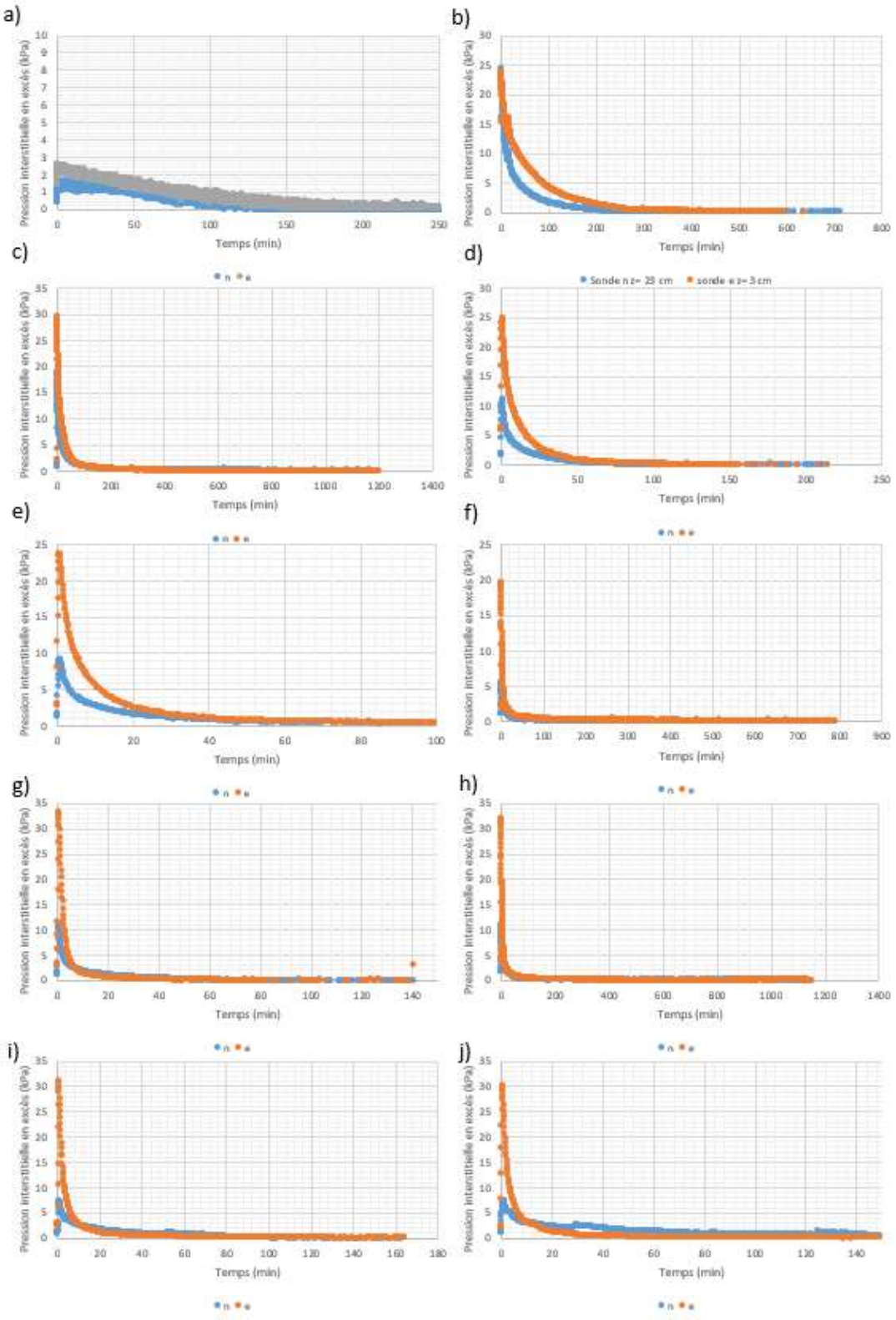


Figure A.10: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-1 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

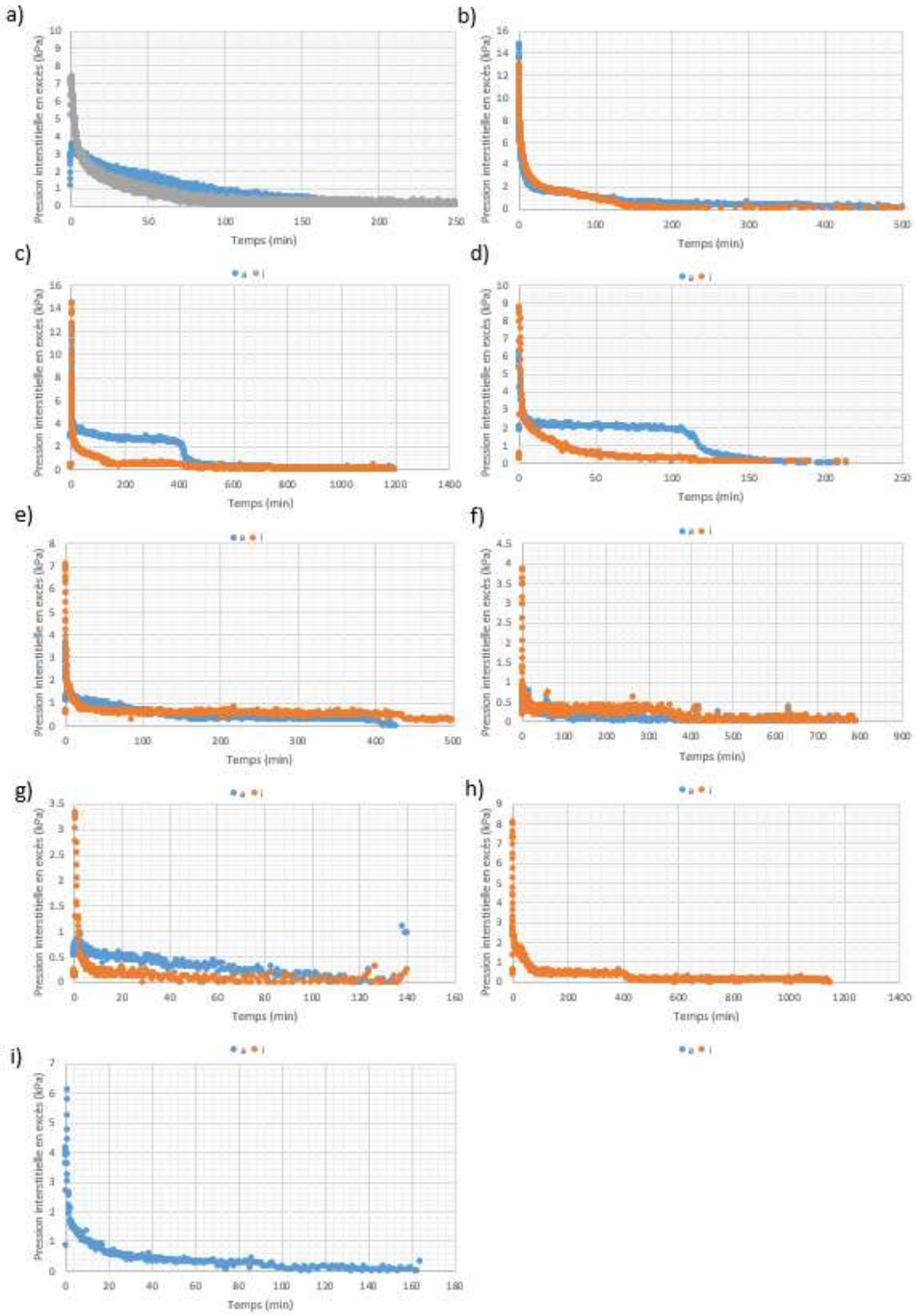


Figure A.11: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-9 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h) et 9 (i).

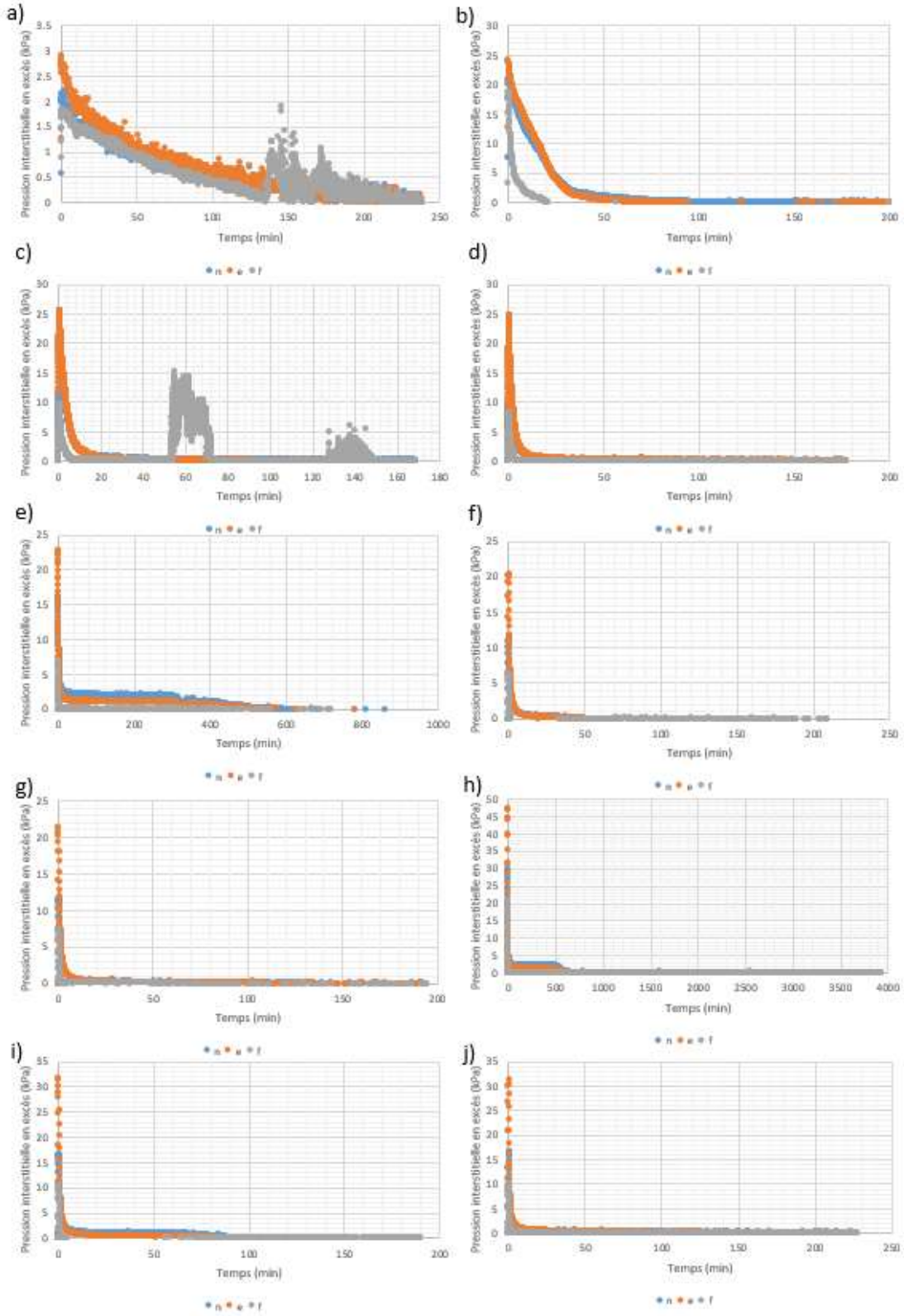


Figure A.12: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-2 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

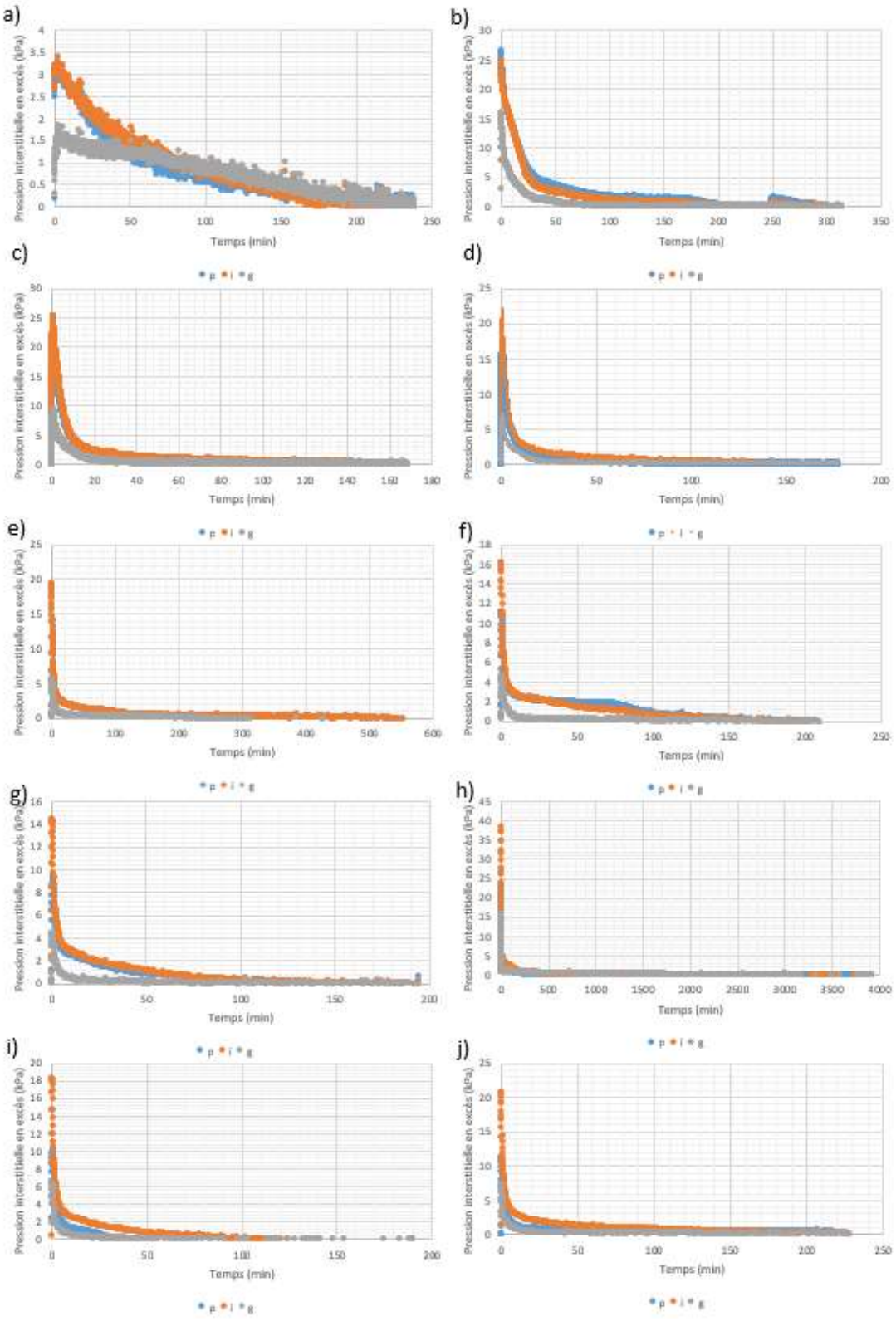


Figure A.13: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-3 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

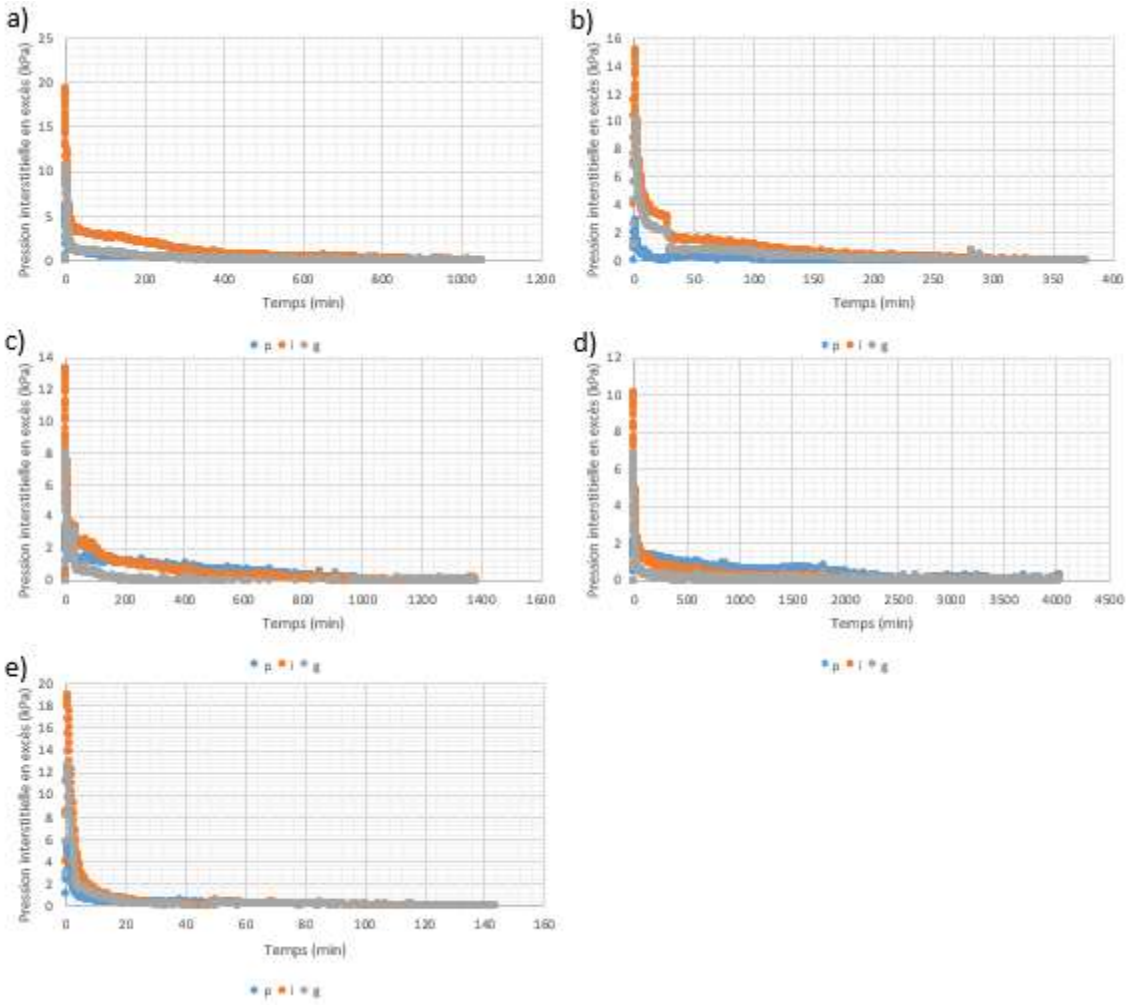


Figure A.14: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne C-1 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d) et 5 (e).

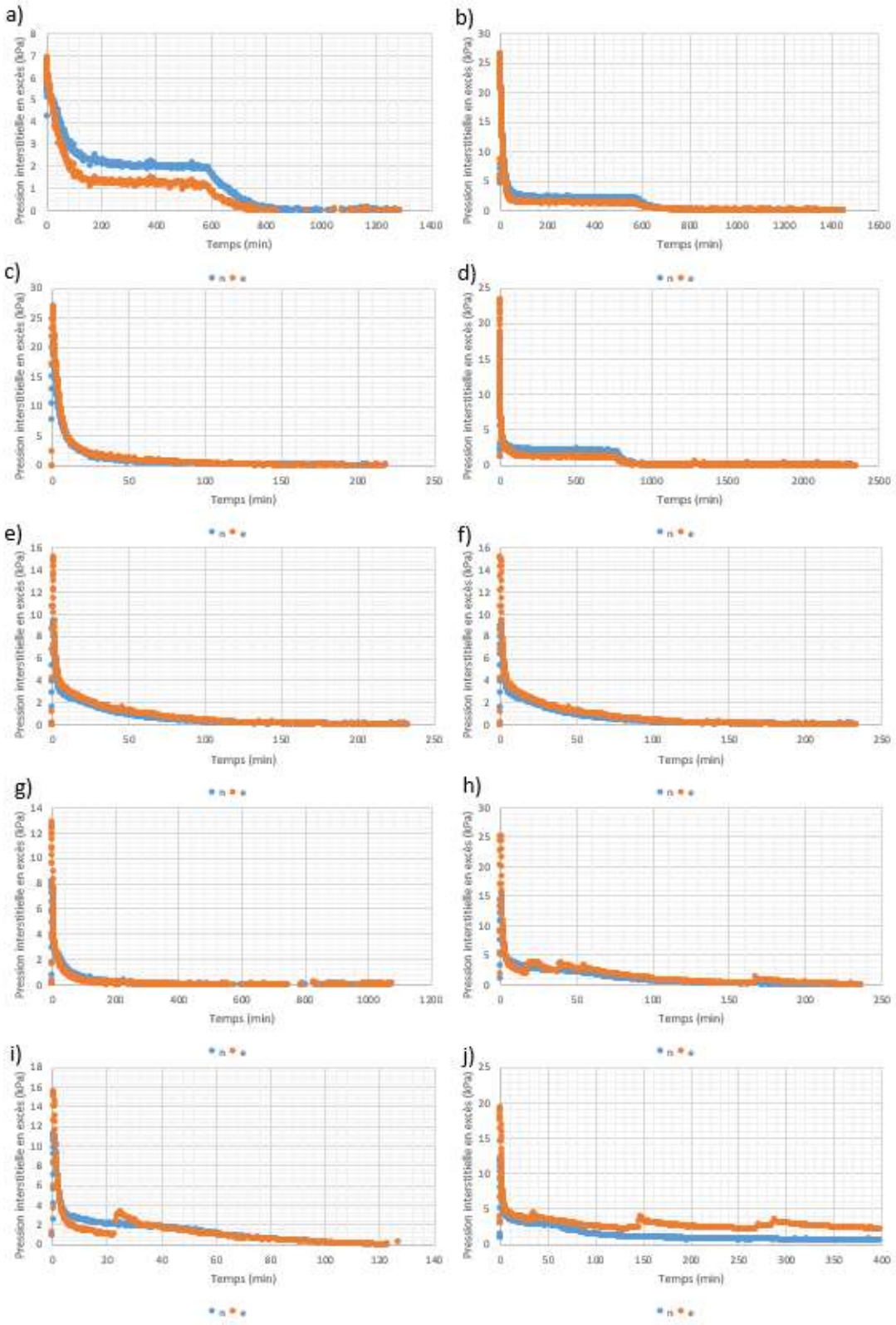


Figure A.15: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne B-4 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

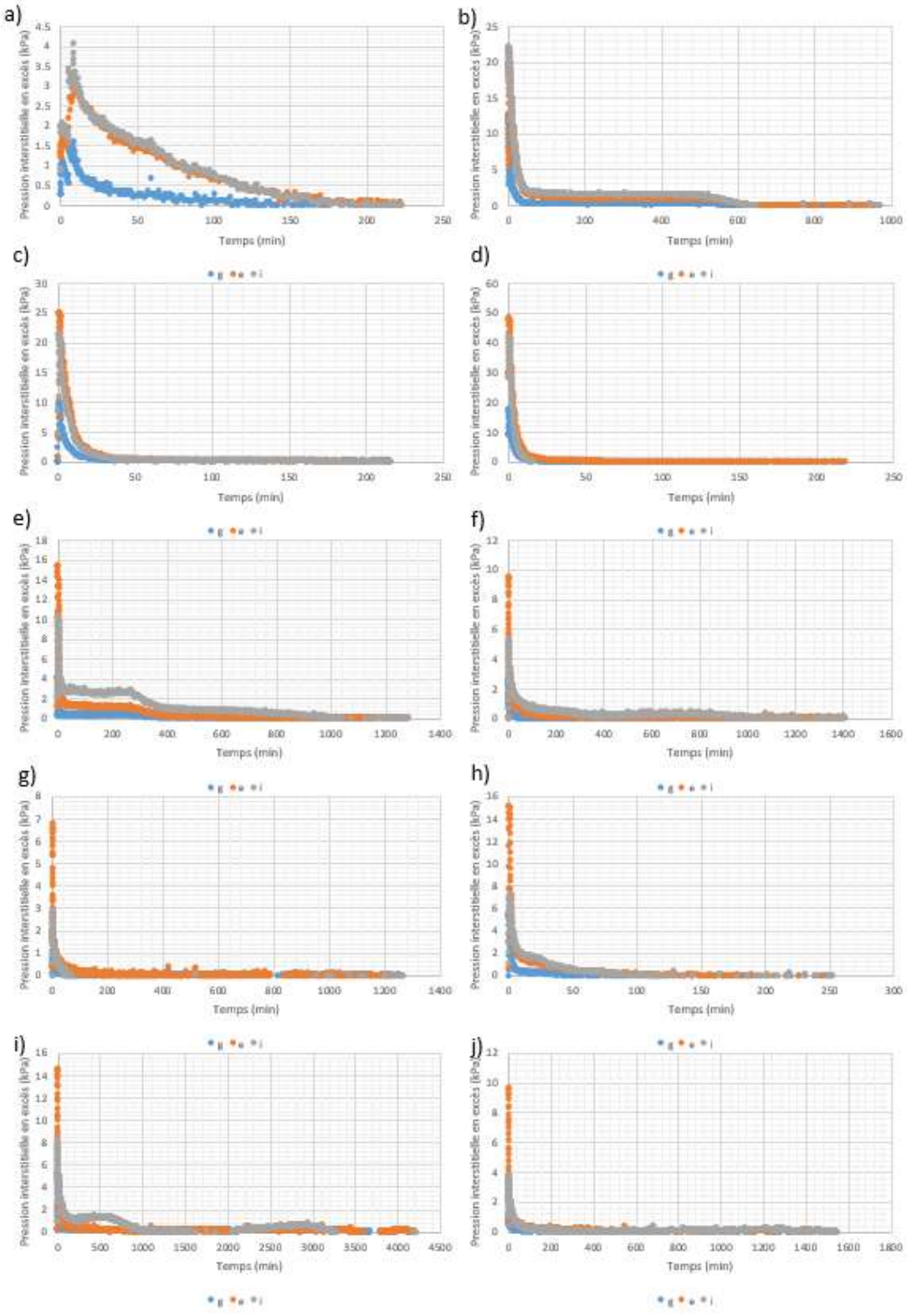


Figure A.16: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne C-2 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

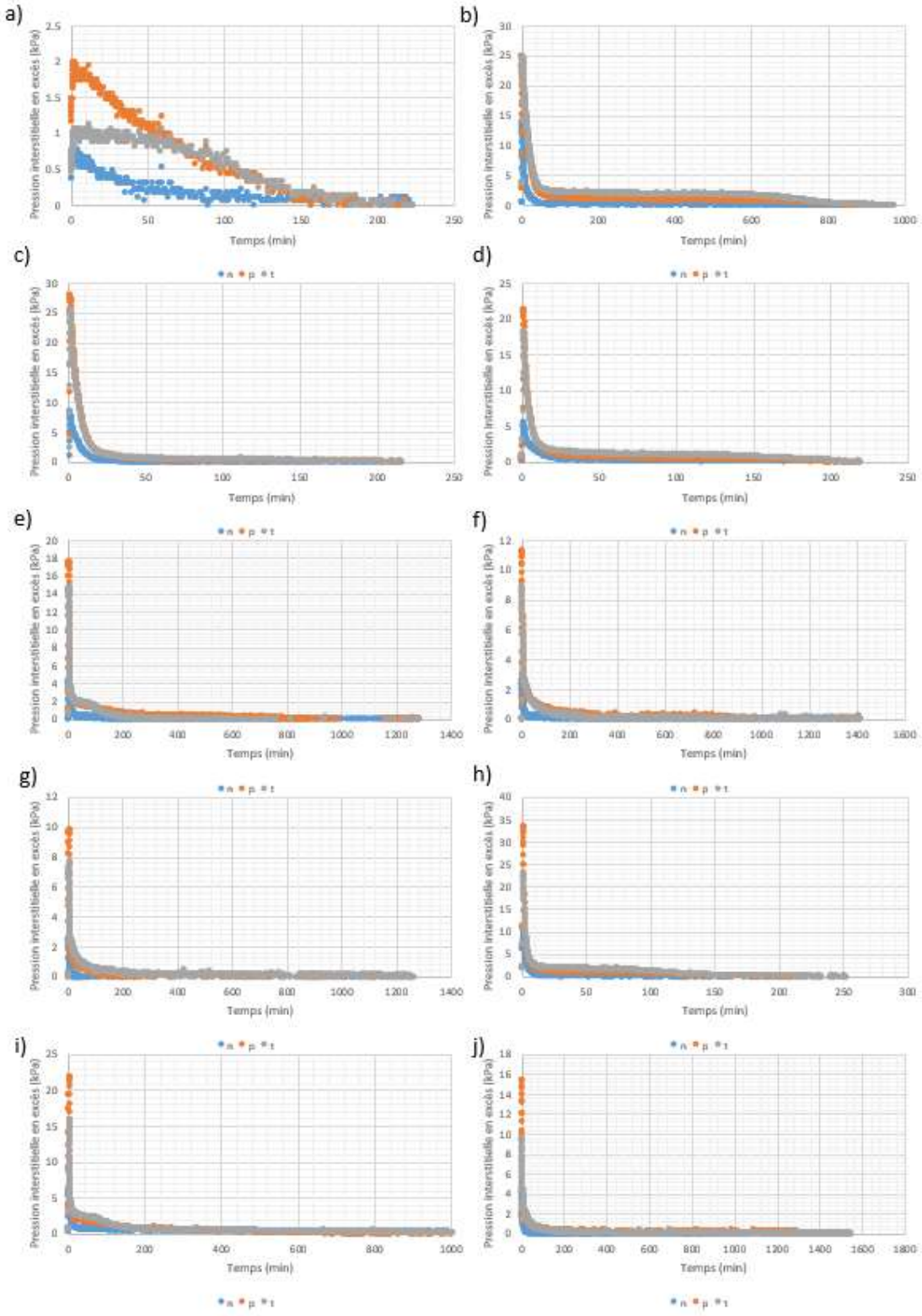


Figure A.17: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne C-3 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

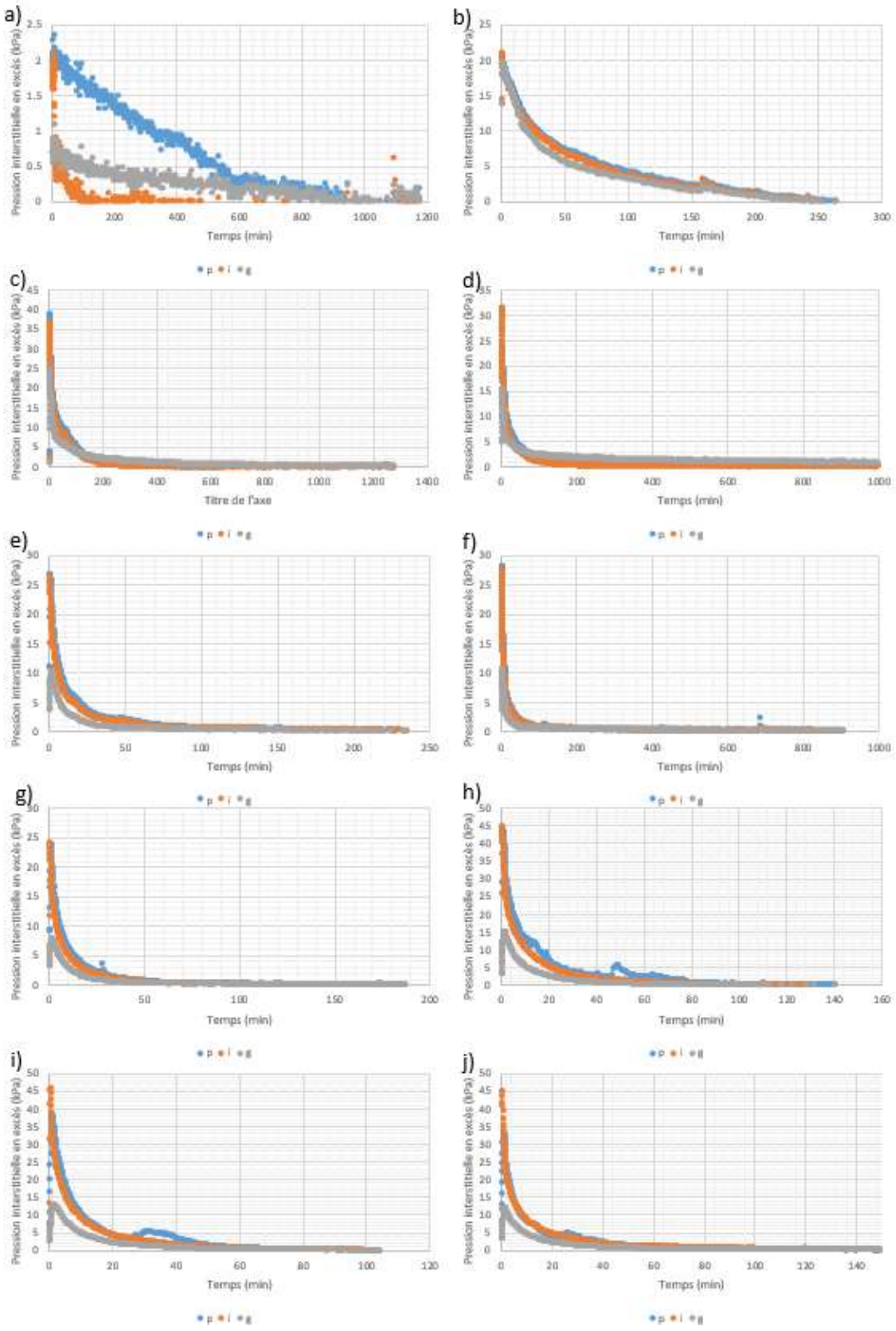


Figure A.18: Pressions interstitielles en excès mesurée pendant l'essai de compression en colonne A-10 lors des paliers 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g), 8 (h), 9 (i) et 10 (j).

ANNEXE I – TASSEMENTS MESURÉES PAR LES LVDT PENDANT LES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

Tableau A-1: Tassements mesurés par le LVDT pour chaque palier et le tassement attribué à la consolidation primaire

	Paliers	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*
Essai 1	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,77	1,50	0,68	0,34	0,19	0,17	0,20			
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,04	1,48	0,67	0,34	0,19	0,16	0,28			
Essai 2	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,96	1,44	0,75	0,36	0,21	0,24				
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	0,96	1,45	0,75	0,36	0,20	0,23				
Essai 3	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	1,19	1,59	0,73	0,35	0,28	0,20	0,35	0,26	0,15	0,19
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,12	1,66	0,73	0,35	0,32	0,21	0,36	0,31	0,30	
Essai 4	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	1,74	1,52	0,70	0,35	0,23	0,19	0,33	0,25	0,20	0,21
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,75	1,55	0,30	0,35	0,29	0,19	0,33	0,33	0,26	
Essai 5	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,91	1,54	0,73	0,53	0,43	0,20	0,18	0,31	0,13	0,24
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	0,94	1,55	0,67	0,53	0,47	0,21	0,21	0,33	0,49	0,32
Essai 6	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,57	1,09	0,44	0,25	0,12	0,10	0,10	0,17	0,13	0,12
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	0,57	1,11	0,45	0,00	0,16	0,11	0,11	0,19	0,19	0,25
Essai 7	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	1,21	2,24	0,61	0,48	0,21	0,19	0,11	0,20	0,15	0,12
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	2,16	1,76	0,68	0,48	0,17	0,18	0,16	0,25	0,16	0,12
Essai 8	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,70	2,40	0,99	0,40	0,27	0,20	0,17	0,30	0,19	0,15
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,43	0,74	0,97	0,40	0,31	0,22	0,16	0,35	0,19	0,16
Essai 9	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	1,61	0,57	0,36	0,11	0,21	0,08	0,07	0,21	0,12	0,60
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,40	0,59	0,40	0,36	0,29	-	0,08	0,24	0,12	-
Essai 10	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	1,03	1,04	0,53	0,22	0,23	0,11	0,11	0,23	0,13	0,16
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,16	0,99	0,55	0,22	0,30	0,13	0,12	0,27	0,14	0,19
Essai 11	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,97	1,53	0,22	0,17	0,14	0,09	0,09	0,22	0,11	0,14
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,10	2,92	0,27	0,17	0,16	0,11	0,12	0,30	0,12	0,16
Essai 12	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	1,00	0,71	0,52	0,29	0,22	0,13	0,13	0,32	0,15	0,18
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	0,43	0,72	0,54	0,32	0,24	0,16	0,15	0,39	0,16	0,21
Essai 13	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,12	0,73	0,28	0,26	0,20	0,22	0,14			
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	0,13	0,76	0,32	0,27	0,21	0,24	0,18			
Essai 14	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	1,00	0,76	0,43	0,33	0,07	0,14	0,15	0,20	0,16	0,17
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,12	0,75	0,45	0,42	0,05	0,15	0,18	0,22	0,17	0,38
Essai 15	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,50	0,88	0,43	0,20	0,17	0,10	0,07	0,20	0,17	0,10
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	0,77	1,33	0,46	0,23	0,21	0,13	0,07	0,23	0,25	0,12

Essai 16	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,89	0,86	0,53	0,50	0,40	0,30	0,20	0,20	0,10	0,10
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	1,16	0,91								
Essai 17	$\Delta h_{cons\ prim}$ (cm)	0,26	1,93	1,16	0,43	0,12	0,25	0,12	0,29	0,24	0,20
	$\Delta h_{total\ LVDT}$ (cm)	0,31	1,93	0,80	0,53	0,13	0,29	0,14	0,30	0,24	0,32

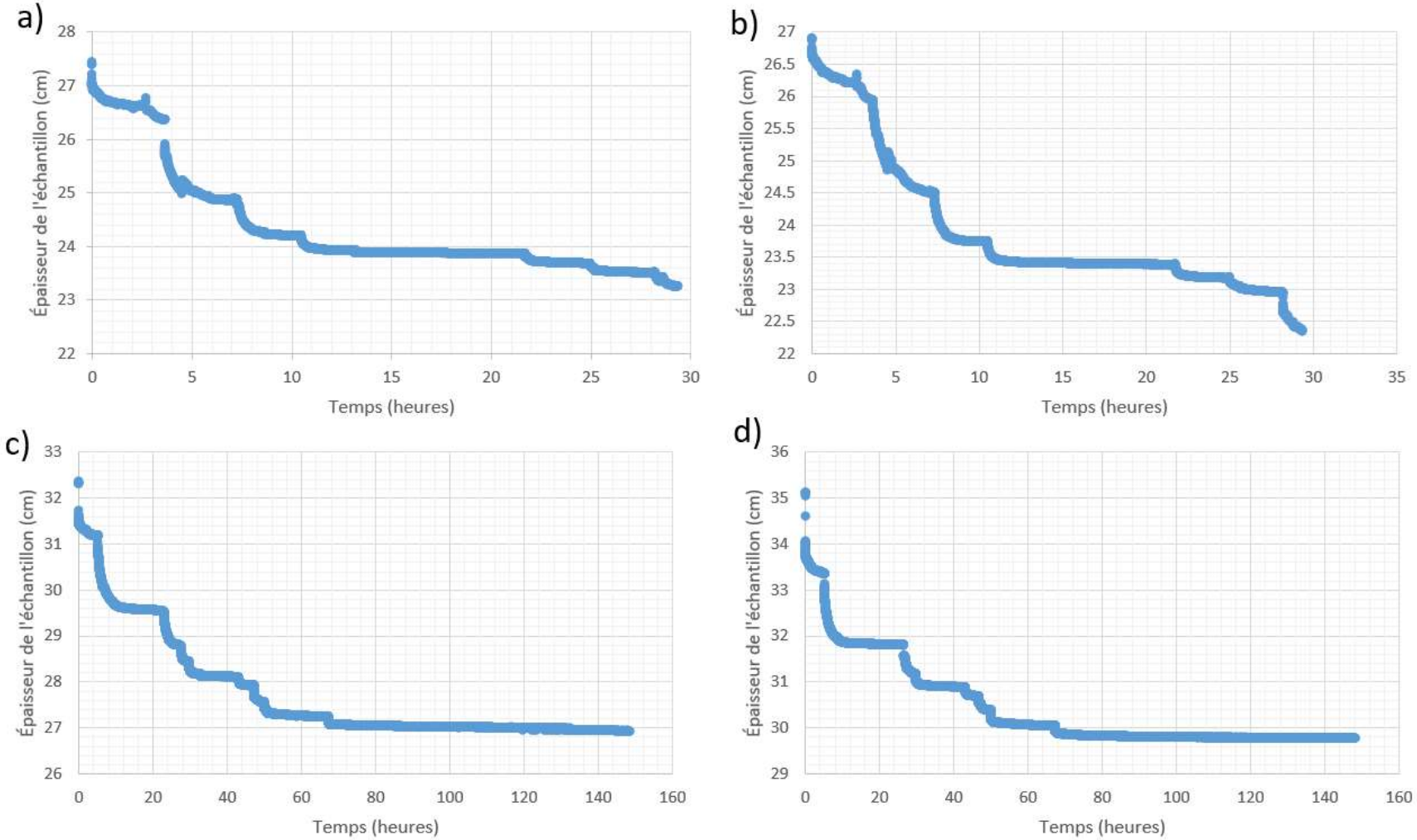


Figure A.19 : Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais A-1 (a), A-2 (b), A-3 (c) et A-4 (d).

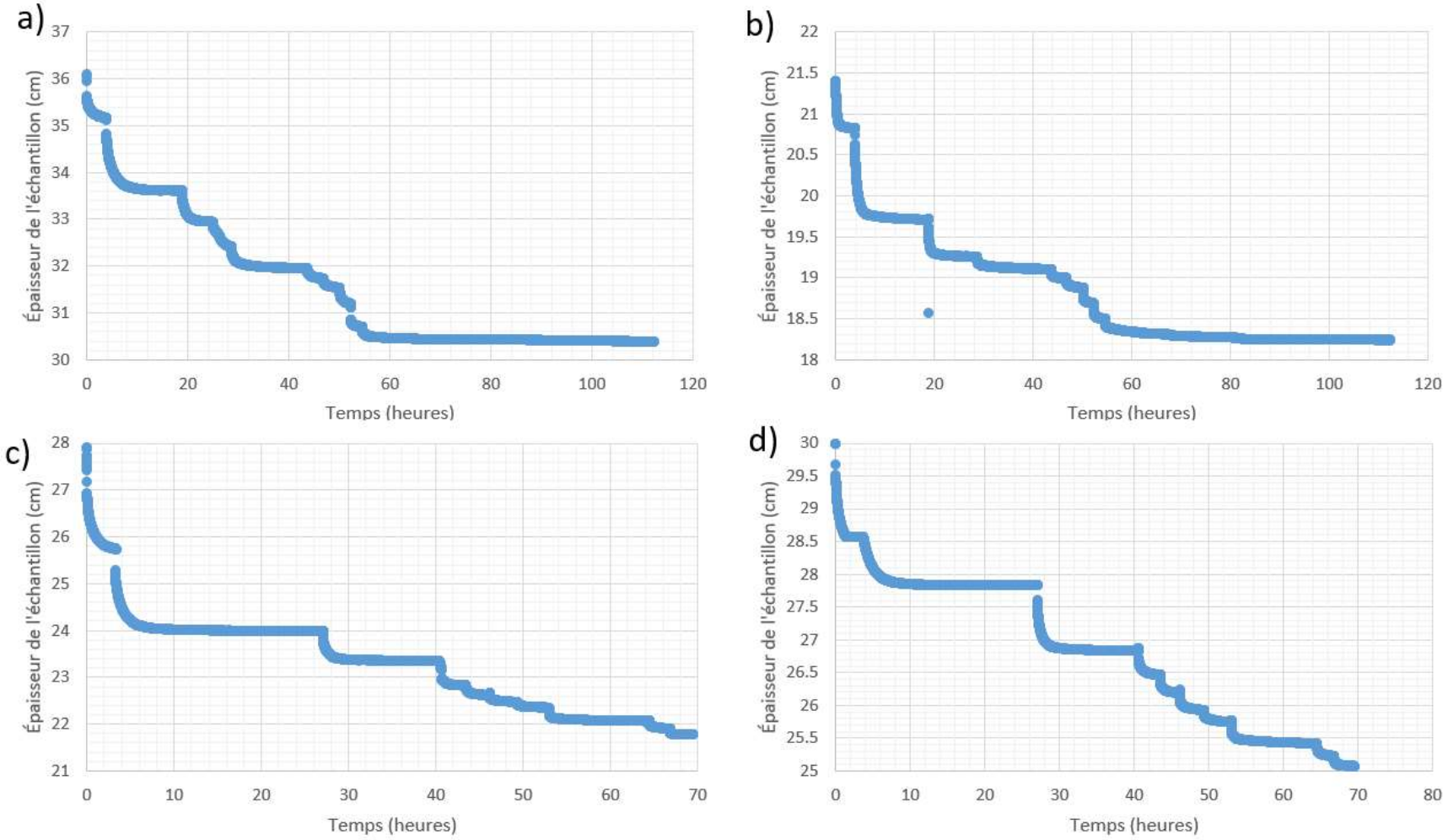


Figure A.20: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais A-5 (a), A-6 (b), A-7 (c) et A-8 (d).

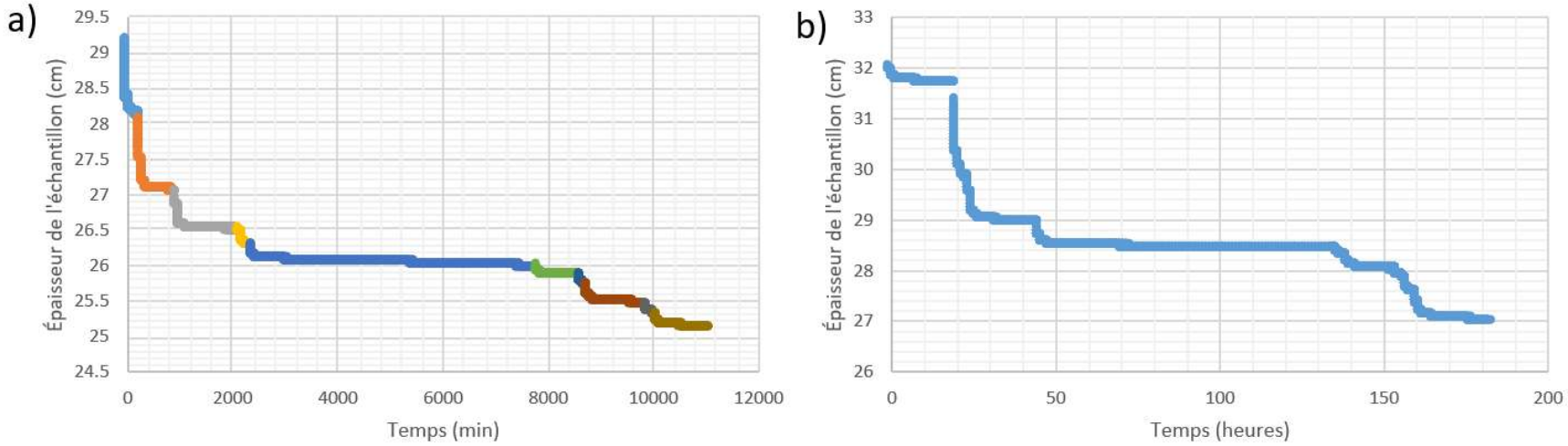


Figure A.21: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais A-9 (a), A-10 (b).

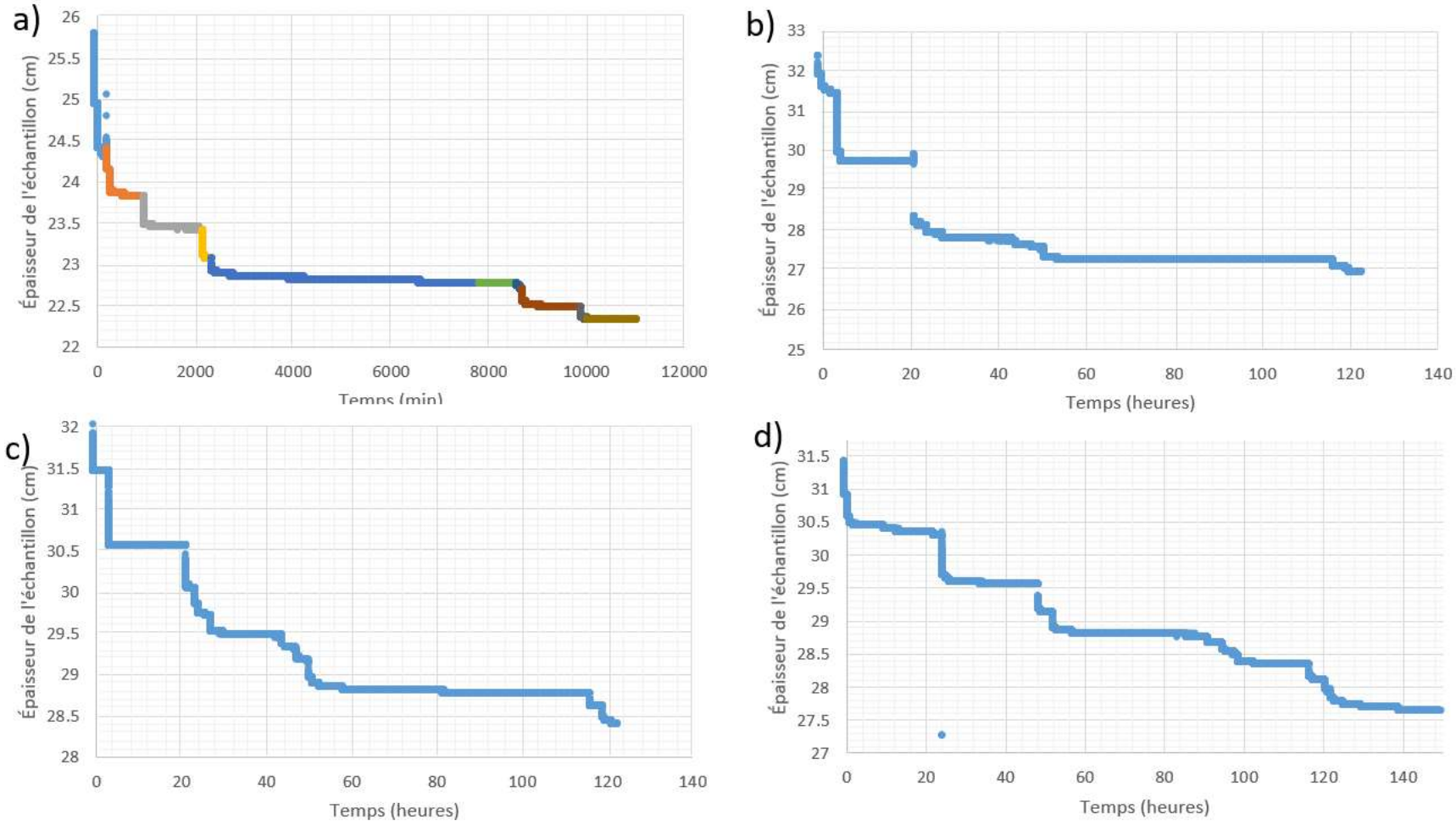


Figure A.22: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais B-1 (a), B-2 (b), B-3 (c) et B-4 (d).

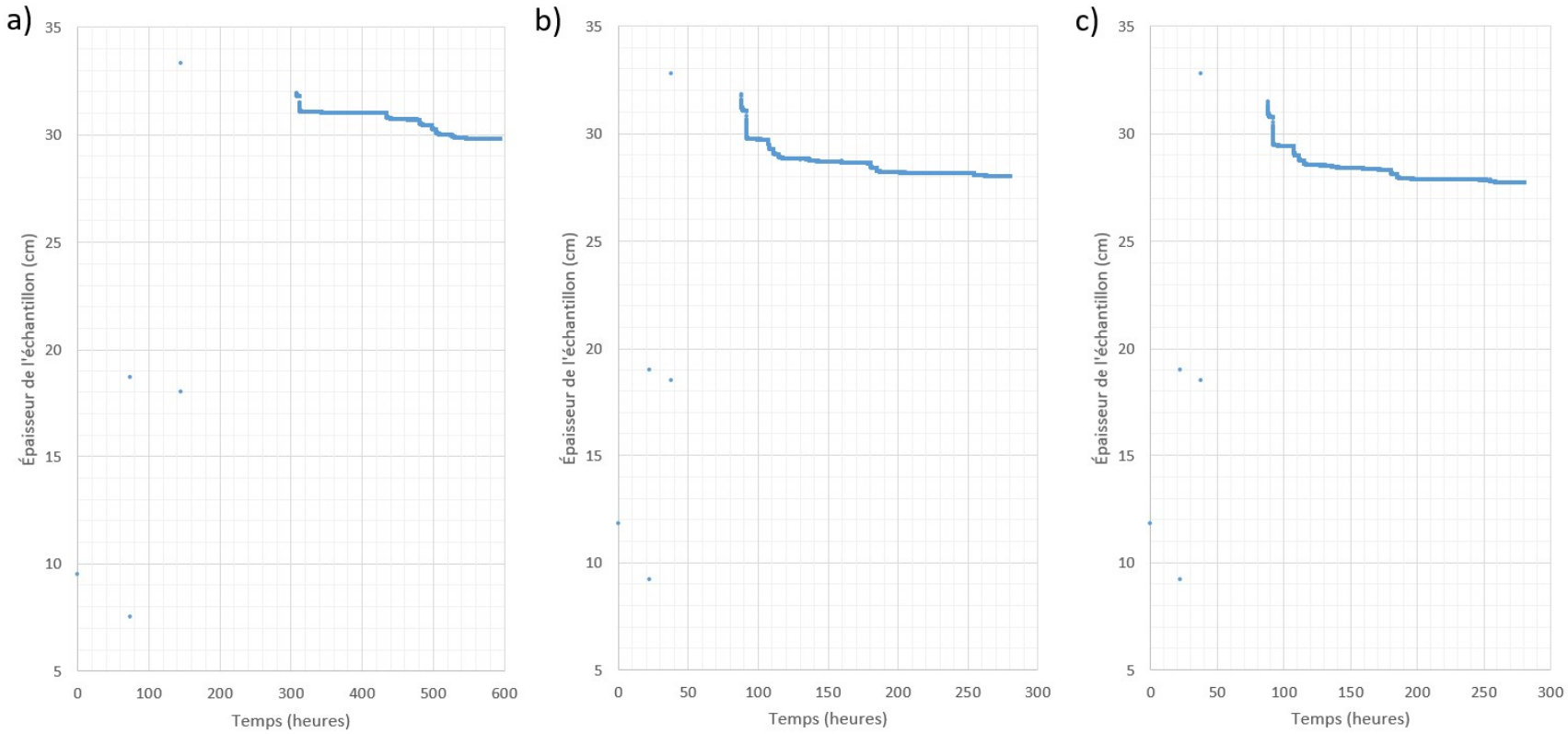


Figure A.23: Déplacements mesurés par le LVDT lors des essais C-1 (a), C-2 (b) et C-3 (c).

ANNEXE J – PARAMÈTRES MESURÉS À PARTIR DES RÉSULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

Tableau A-2: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-1.

Palier	*σ_{eff} (kPa)*	*e (-)*	*c_v Casagrande (cm^2/s)*	*c_v Taylor (cm^2/s)*	*a_v (kPa^{-1})*	*m_v (kPa^{-1})*	*k_{sat} Casagrande (m/s)*	*k_{sat} Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	3.2	0.99	1.8	1.9	-2.7E-02	1.3E-02	2.3E-05	2.4E-05	5.6E+01
2	25.2	0.88	2.3	1.9	-5.2E-03	2.5E-03	5.7E-06	4.7E-06	2.9E+02
3	62.0	0.83	2.6	2.3	-1.4E-03	6.7E-04	1.7E-06	1.5E-06	1.1E+03
4	99.2	0.80	4.4	4.3	-6.8E-04	3.3E-04	1.4E-06	1.4E-06	2.2E+03
5	136.2	0.79	4.9	2.4	-3.9E-04	1.9E-04	9.2E-07	4.4E-07	3.8E+03
6	173.2	0.78			-3.4E-04	1.6E-04			4.4E+03
7	210.3	0.76			-4.2E-04	2.0E-04			3.6E+03

Tableau A-3: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-2.

Palier	*σ_{eff} (kPa)*	*e (-)*	*c_v Casagrande (cm^2/s)*	*c_v Taylor (cm^2/s)*	*a_v (kPa^{-1})*	*m_v (kPa^{-1})*	*k_{sat} Casagrande (m/s)*	*k_{sat} Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	3.3	1.00	1.1	9.6	-3.2E-02	1.5E-02	1.7E-05	1.45E-04	4.7E+01
2	25.3	0.89	1.5	1.7	-5.1E-03	2.4E-03	3.6E-06	4.00E-06	3.0E+02
3	62.1	0.83	2.3	2.0	-1.6E-03	7.6E-04	1.7E-06	1.47E-06	9.6E+02
4	99.3	0.80	3.7	3.5	-7.5E-04	3.6E-04	1.3E-06	1.24E-06	2.0E+03
5	136.2	0.79	3.6	3.7	-4.5E-04	2.1E-04	7.6E-07	7.72E-07	3.4E+03
6	173.3	0.77			-5.0E-04	2.4E-04			3.0E+03

Tableau A-4: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-3.

Palier	*σ_{eff} (kPa)*	*e (-)*	*c_v Casagrande (cm^2/s)*	*c_v Taylor (cm^2/s)*	*a_v (kPa^{-1})*	*m_v (kPa^{-1})*	*k_{sat} Casagrande (m/s)*	*k_{sat} Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	3.3	0.92	2.6	19.1	-3.9E-02	1.9E-02	4.8E-05	3.6E-04	38
2	25.7	0.82	1.1	0.7	-4.5E-03	2.2E-03	2.3E-06	1.5E-06	330
3	63.7	0.77	1.5	2.2	-1.2E-03	6.0E-04	8.7E-07	1.3E-06	1212
4	102.8	0.75	4.1	4.9	-5.7E-04	2.8E-04	1.1E-06	1.3E-06	2579
5	140.8	0.74	3.1	2.5	-4.7E-04	2.3E-04	6.9E-07	5.6E-07	3141
6	179.0	0.72	5.1	1.3	-3.3E-04	1.7E-04	8.3E-07	2.2E-07	4392
7	255.5	0.70	4.0	7.9	-2.8E-04	1.4E-04	5.4E-07	1.1E-06	5196
8	331.8	0.69	7.7	6.2	-2.1E-04	1.0E-04	7.9E-07	6.4E-07	6927
9	408.6	0.68	126.9	54.8	-1.2E-04	6.0E-05	7.5E-06	3.3E-06	11998
10	484.5	0.66			-1.6E-04	7.7E-05			9447

Tableau A-5: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-4.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	c_v *Casagrande* (cm^2/s)	c_v *Taylor* (cm^2/s)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	k_{sat} *Casagrande (m/s)*	k_{sat} *Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	3.5	1.00	1.7	0.7	-2.2E-02	1.0E-02	1.8E-05	7.0E-06	69
2	24.6	0.91	1.5	1.7	-4.4E-03	2.1E-03	3.1E-06	3.5E-06	343
3	62.9	0.87			-1.1E-03	5.4E-04	0.0E+00	0.0E+00	1353
4	101.9	0.85	3.4	2.6	-5.4E-04	2.6E-04	8.8E-07	6.7E-07	2763
5	140.0	0.83	3.3	2.7	-3.7E-04	1.8E-04	5.8E-07	4.8E-07	4055
6	178.1	0.82	3.7	2.7	-3.0E-04	1.4E-04	5.2E-07	3.9E-07	5030
7	254.7	0.80	6.3	5.9	-2.6E-04	1.3E-04	7.8E-07	7.4E-07	5701
8	330.9	0.79	5.9	5.3	-2.0E-04	9.5E-05	5.5E-07	5.0E-07	7608
9	407.7	0.78	1.6	2.8	-1.6E-04	7.6E-05	1.2E-07	2.1E-07	9503
10	483.7	0.76			-1.7E-04	8.1E-05			8935

Tableau A-6: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-5.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	c_v *Casagrande* (cm^2/s)	c_v *Taylor* (cm^2/s)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	k_{sat} *Casagrande (m/s)*	k_{sat} *Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	2.6	1.01	2.2	2.2	-2.8E-02	1.4E-02	3.0E-05	3.0E-05	5.3E+01
2	23.7	0.92	1.7	1.7	-4.2E-03	2.0E-03	3.3E-06	3.3E-06	3.6E+02
3	61.7	0.88	1.9	1.3	-1.1E-03	5.3E-04	1.0E-06	6.8E-07	1.4E+03
4	100.7	0.85	0.7	57.5	-7.7E-04	3.7E-04	2.7E-07	2.1E-05	1.9E+03
5	138.7	0.83	3.6	5.0	-6.5E-04	3.1E-04	1.1E-06	1.5E-06	2.3E+03
6	176.9	0.82	2.6	2.8	-3.1E-04	1.5E-04	3.9E-07	4.1E-07	4.9E+03
7	210.1	0.81	3.1	3.9	-3.0E-04	1.5E-04	4.5E-07	5.6E-07	5.0E+03
8	284.2	0.79	3.5	4.1	-2.4E-04	1.2E-04	4.0E-07	4.7E-07	6.2E+03
9	358.3	0.78	2.7	4.4	-1.0E-04	5.0E-05	1.3E-07	2.1E-07	1.4E+04
10	427.0	0.77	2.4	4.2	-2.0E-04	9.6E-05	2.2E-07	3.9E-07	7.6E+03

Tableau A-7: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-6.

Palier	*σ_{eff} (kPa)*	*e (-)*	*c_v Casagrande (cm^2/s)*	*c_v Taylor (cm^2/s)*	*a_v (kPa^{-1})*	*m_v (kPa^{-1})*	*k_{sat} Casagrande (m/s)*	*k_{sat} Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	4.2	0.96	3.8	2.5	-1.6E-02	8.1E-03	3.0E-05	2.0E-05	9.0E+01
2	26.0	0.85	1.3	1.3	-4.7E-03	2.3E-03	3.0E-06	3.0E-06	3.1E+02
3	63.7	0.81	2.9	2.3	-1.1E-03	5.4E-04	1.5E-06	1.2E-06	1.3E+03
4	101.0	0.79			-6.4E-04	3.1E-04	0.0E+00	0.0E+00	2.3E+03
5	138.5	0.78	8.6	12.4	-2.9E-04	1.4E-04	1.2E-06	1.8E-06	5.0E+03
6	175.8	0.77	3.4	5.9	-2.5E-04	1.3E-04	4.2E-07	7.2E-07	5.8E+03
7	212.6	0.76	3.0	5.2	-2.6E-04	1.3E-04	3.7E-07	6.6E-07	5.6E+03
8	287.4	0.74	5.8	7.3	-2.1E-04	1.0E-04	5.8E-07	7.4E-07	7.0E+03
9	361.4	0.73			-1.7E-04	8.2E-05	0.0E+00	0.0E+00	8.9E+03
10	436.5	0.72	0.2	4.5	-1.6E-04	7.8E-05	1.7E-08	3.4E-07	9.4E+03

Tableau A-8: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-7.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	c_v *Casagrande* (cm^2/s)	c_v *Taylor* (cm^2/s)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	k_{sat} *Casagrande (m/s)*	k_{sat} *Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	1.4	0.99			-1.2E-01	5.7E-02	0.0E+00	0.0E+00	1.3E+01
2	23.4	0.81	1.6	1.9	-5.8E-03	2.8E-03	4.4E-06	5.3E-06	2.6E+02
3	60.4	0.74	1.8	1.8	-1.2E-03	5.8E-04	1.0E-06	1.0E-06	1.2E+03
4	100.3	0.71			-7.3E-04	3.6E-04	0.0E+00	0.0E+00	2.0E+03
5	137.0	0.69	3.0	3.7	-5.3E-04	2.6E-04	7.7E-07	9.5E-07	2.8E+03
6	171.1	0.68	2.2	3.9	-4.3E-04	2.1E-04	4.6E-07	8.1E-07	3.4E+03
7	210.2	0.66	2.2	2.0	-3.1E-04	1.5E-04	3.2E-07	3.1E-07	4.7E+03
8	283.8	0.64	5.8	3.1	-3.0E-04	1.4E-04	8.2E-07	4.3E-07	5.0E+03
9	356.9	0.63	1.3	1.0	-1.9E-04	9.3E-05	1.2E-07	9.0E-08	7.8E+03
10	430.5	0.62	2.0	2.6	-1.5E-04	7.2E-05	1.4E-07	1.8E-07	1.0E+04

Tableau A-9: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-8.

Palier	*σ_{eff} (kPa)*	*e (-)*	*c_v Casagrande (cm^2/s)*	*c_v Taylor (cm^2/s)*	*a_v (kPa^{-1})*	*m_v (kPa^{-1})*	*k_{sat} Casagrande (m/s)*	*k_{sat} Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	3.2	1.14			-3.8E-02	1.7E-02	0.0E+00	0.0E+00	4.2E+01
2	23.8	0.97	0.9	1.0	-7.2E-03	3.2E-03	8.6E-06	8.1E-06	2.2E+02
3	61.2	0.92	2.2	2.2	-1.9E-03	8.4E-04	1.8E-06	1.8E-06	8.7E+02
4	100.8	0.89			-9.0E-04	4.1E-04	0.0E+00	0.0E+00	1.8E+03
5	137.2	0.87	3.5	3.6	-4.2E-04	1.9E-04	5.9E-07	6.2E-07	3.8E+03
6	171.1	0.86	2.5	4.1	-4.2E-04	1.9E-04	4.6E-07	7.6E-07	3.8E+03
7	209.9	0.85	1.5	2.8	-2.1E-04	9.2E-05	1.3E-07	3.0E-07	7.9E+03
8	282.9	0.84	3.7	2.8	-2.0E-04	9.2E-05	3.5E-07	2.3E-07	7.9E+03
9	355.6	0.82	3.0	2.9	-1.5E-04	6.9E-05	2.0E-07	5.2E-07	1.1E+04
10	428.6	0.82	4.8	7.3	-1.2E-04	5.5E-05	2.7E-07	4.5E-07	1.3E+04

Tableau A-10: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-1.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	c_v *Casagrande* *(cm^2/s)*	c_v *Taylor* *(cm^2/s)*	a_v *(kPa^{-1})*	m_v *(kPa^{-1})*	k_{sat} *Casagrande* *(m/s)*	k_{sat} *Taylor* *(m/s)*	*E (kPa)*
1	4.2	0.95	2.2	1.4	-4.0E-02	1.9E-02	4.2E-05	2.7E-05	3.7E+01
2	26.1	0.90	3.8	3.2	-2.1E-03	1.0E-03	3.8E-06	2.8E-06	7.2E+02
3	62.3	0.88	7.1	6.8	-8.1E-04	3.9E-04	2.7E-06	2.2E-06	1.9E+03
4	98.6	0.87	2.4	5.9	-2.4E-04	1.2E-04	3.1E-07	1.0E-06	6.2E+03
5	135.1	0.85			-4.5E-04	2.2E-04	1.5E-06	2.7E-06	3.3E+03
6	173.2	0.84			-1.7E-04	8.1E-05			8.9E+03
7	209.5	0.84	2.2	2.3	-1.5E-04	7.2E-05	1.1E-07	2.3E-07	1.0E+04
8	282.1	0.82	12.2	12.2	-2.3E-04	1.1E-04	1.1E-07	1.3E-06	6.6E+03
9	354.7	0.81	4.2	12.0	-1.3E-04	6.5E-05	2.5E-07	6.3E-07	1.1E+04
10	427.6	0.76			-6.6E-04	3.2E-04			2.3E+03

Tableau A-11: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-9.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	c_v *Casagrande* (cm^2/s)	c_v *Taylor* (cm^2/s)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	k_{sat} *Casagrande (m/s)*	k_{sat} *Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	4.1	0.97	6.1	9.1	-2.5E-02	1.2E-02	7.2E-05	1.1E-04	6.0E+01
2	25.6	0.90	2.7	2.5	-3.2E-03	1.6E-03	4.4E-06	4.6E-06	4.6E+02
3	61.8	0.86	5.0	5.1	-1.0E-03	5.0E-04	2.4E-06	2.5E-06	1.4E+03
4	97.5	0.85	5.4	6.1	-4.4E-04	2.1E-04	1.1E-06	1.7E-06	3.4E+03
5	133.4	0.83	1.1	1.1	-4.6E-04	2.2E-04	2.3E-07	2.4E-07	3.2E+03
6	172.1	0.82	2.6	5.2	-1.9E-04	9.5E-05	2.4E-07	5.2E-07	7.6E+03
7	208.1	0.81	1.9		-2.1E-04	1.0E-04	7.3E-08	0.0E+00	6.9E+03
8	280.1	0.80	2.4	9.4	-2.2E-04	1.1E-04	2.7E-07	8.2E-07	6.6E+03
9	352.1	0.79	4.0	6.6	-1.2E-04	6.0E-05	1.7E-07	3.3E-07	1.2E+04
10	424.4	0.78	5.5	5.2	-1.6E-04	7.7E-05	4.2E-07	5.2E-07	9.4E+03

Tableau A-12: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-2.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	c_v *Casagrande* (cm^2/s)	c_v *Taylor* (cm^2/s)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	k_{sat} *Casagrande (m/s)*	k_{sat} *Taylor (m/s)*	*E (kPa)*
1	6.4	0.93			-1.2E-02	5.8E-03			125
2	26.9	0.84			-4.6E-03	2.3E-03			313
3	63.4	0.82			-3.7E-04	1.8E-04			3951
4	99.5	0.81			-2.9E-04	1.4E-04			5028
5	135.1	0.80	8.9	5.4	-2.4E-04	1.2E-04	1.1E-06	6.5E-07	5953
6	170.8	0.80	7.5	11.4	-1.6E-04	8.2E-05	6.0E-07	9.1E-07	8889
7	206.4	0.79	2.7	9.3	-1.6E-04	8.0E-05	2.1E-07	7.3E-07	9083
8	276.0	0.78	8.8	57.9	-1.9E-04	9.8E-05	8.5E-07	5.6E-06	7406
9	347.6	0.77	2.6	9.1	-9.1E-05	4.6E-05	1.2E-07	4.1E-07	15833
10	418.4	0.76	1.3	54.1	-1.2E-04	6.0E-05	7.6E-08	3.2E-06	12146

Tableau A-13: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-3.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	c_v *Casagrande* *(cm²/s)*	c_v *Taylor* *(cm²/s)*	a_v *(kPa⁻¹)*	m_v *(kPa⁻¹)*	k_{sat} *Casagrande* *(m/s)*	k_{sat} *Taylor* *(m/s)*	*E (kPa)*
1	7.6	0.97			-1.0E-02	5.0E-03			1.5E+02
2	28.3	0.92			-2.2E-03	1.1E-03			6.7E+02
3	65.2	0.89			-9.0E-04	4.4E-04			1.6E+03
4	101.7	0.87			-5.1E-04	2.5E-04			2.9E+03
5	137.6	0.86	2.8	7.4	-3.9E-04	1.9E-04	5.3E-07	1.4E-06	3.8E+03
6	173.7	0.85	4.2	14.0	-2.3E-04	1.1E-04	4.7E-07	1.6E-06	6.4E+03
7	209.7	0.84	3.7	10.2	-2.4E-04	1.2E-04	4.3E-07	1.2E-06	6.2E+03
8	280.0	0.82	3.3	44.4	-2.9E-04	1.4E-04	4.7E-07	6.2E-06	5.1E+03
9	352.4	0.81	2.7	7.6	-1.3E-04	6.5E-05	1.7E-07	4.8E-07	1.1E+04
10	423.9	0.80	1.9	5.5	-1.6E-04	8.0E-05	1.5E-07	4.3E-07	9.1E+03

Tableau A-14: Paramètres calculés lors de l'essai de compression C-1.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	a_v *(kPa^{-1})*	m_v *(kPa^{-1})*	*E (kPa)*
1	1.4	1.06	-1.5E-02	7.3E-03	1.0E+02
2	6.5	0.99	-2.1E-03	1.0E-03	7.1E+02
3	28.1	0.94	-4.7E-04	2.3E-04	3.2E+03
4	66.0	0.92	-4.4E-04	2.1E-04	3.4E+03
5	102.5	0.91	-3.4E-04	1.6E-04	4.4E+03
6	139.0	0.90	-3.7E-04	1.8E-04	4.1E+03
7	175.5	0.88	-2.4E-04	1.2E-04	6.2E+03
8	212.0	0.87	4.1E-03	-2.0E-03	-3.6E+02

Tableau A-15: Paramètres calculés lors de l'essai de compression B-4.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	a_v *(kPa^{-1})*	m_v *(kPa^{-1})*	*E (kPa)*
1	7.6	0.97	-1.0E-02	5.0E-03	1.4E+02
2	29.3	0.92	-2.3E-03	1.1E-03	6.5E+02
3	66.3	0.89	-7.6E-04	3.7E-04	1.9E+03
4	103.4	0.87	-5.8E-04	2.8E-04	2.6E+03
5	139.9	0.87	-1.2E-04	6.0E-05	1.2E+04
6	176.3	0.86	-2.6E-04	1.3E-04	5.8E+03
7	212.9	0.85	-2.6E-04	1.3E-04	5.7E+03
8	286.6	0.83	-1.8E-04	8.6E-05	8.4E+03
9	360.3	0.82	-1.4E-04	7.0E-05	1.0E+04
10	433.6	0.81	-1.5E-04	7.4E-05	9.8E+03

Tableau A-16: Paramètres calculés lors de l'essai de compression C-2.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	a_v *(kPa^{-1})*	m_v *(kPa^{-1})*	*E (kPa)*
1	3.2	0.94	-1.7E-02	8.8E-03	8.3E+01
2	23.5	0.88	-2.7E-03	1.4E-03	5.3E+02
3	59.4	0.87	-1.7E-04	8.7E-05	8.4E+03
4	98.8	0.86	-3.2E-04	1.6E-04	4.5E+03
5	136.1	0.85	-2.9E-04	1.5E-04	4.9E+03
6	173.5	0.85	-1.6E-04	8.1E-05	9.0E+03
7	210.2	0.84	-1.2E-04	6.0E-05	1.2E+04
8	281.5	0.83	-1.7E-04	8.7E-05	8.3E+03
9	355.1	0.82	-1.4E-04	7.1E-05	1.0E+04
10	429.5	0.81	-8.2E-05	4.2E-05	1.7E+04

Tableau A-17: Paramètres calculés lors de l'essai de compression C-3.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	a_v *(kPa^{-1})*	m_v *(kPa^{-1})*	*E (kPa)*
1	7.7	0.92	-1.8E-02	9.2E-03	7.8E+01
2	28.0	0.86	-2.7E-03	1.3E-03	5.4E+02
3	63.9	0.83	-9.2E-04	4.7E-04	1.6E+03
4	103.3	0.80	-7.9E-04	4.0E-04	1.8E+03
5	140.6	0.77	-6.7E-04	3.4E-04	2.1E+03
6	178.0	0.75	-5.0E-04	2.5E-04	2.8E+03
7	214.7	0.74	-3.4E-04	1.7E-04	4.2E+03
8	286.0	0.73	-1.8E-04	8.9E-05	8.1E+03
9	359.5	0.72	-8.5E-05	4.3E-05	1.7E+04
10	433.9	0.72	-8.4E-05	4.3E-05	1.7E+04

Tableau A-18: Paramètres calculés lors de l'essai de compression A-10.

Palier	σ_{eff} *(kPa)*	*e (-)*	a_v *(kPa^{-1})*	m_v *(kPa^{-1})*	*E (kPa)*
1	7.7	1.06	-2.6E-03	1.3E-03	5.7E+02
2	26.8	0.93	-6.5E-03	3.1E-03	2.3E+02
3	63.8	0.86	-2.0E-03	9.8E-04	7.4E+02
4	96.3	0.83	-8.6E-04	4.2E-04	1.7E+03
5	132.2	0.82	-2.1E-04	1.0E-04	7.1E+03
6	169.1	0.80	-4.4E-04	2.1E-04	3.4E+03
7	203.2	0.80	-2.2E-04	1.1E-04	6.8E+03
8	274.5	0.78	-2.7E-04	1.3E-04	5.7E+03
9	345.4	0.76	-2.2E-04	1.1E-04	6.8E+03
10	417.7	0.75	-1.8E-04	8.8E-05	8.3E+03

ANNEXE K – ANALYSE COMPLÉMENTAIRE DE LA COMPARAISON DES RÉSULTATS AVEC UN MODÈLE COMPRENANT 1 380 MÈTRES DE ROC FRACTURÉ

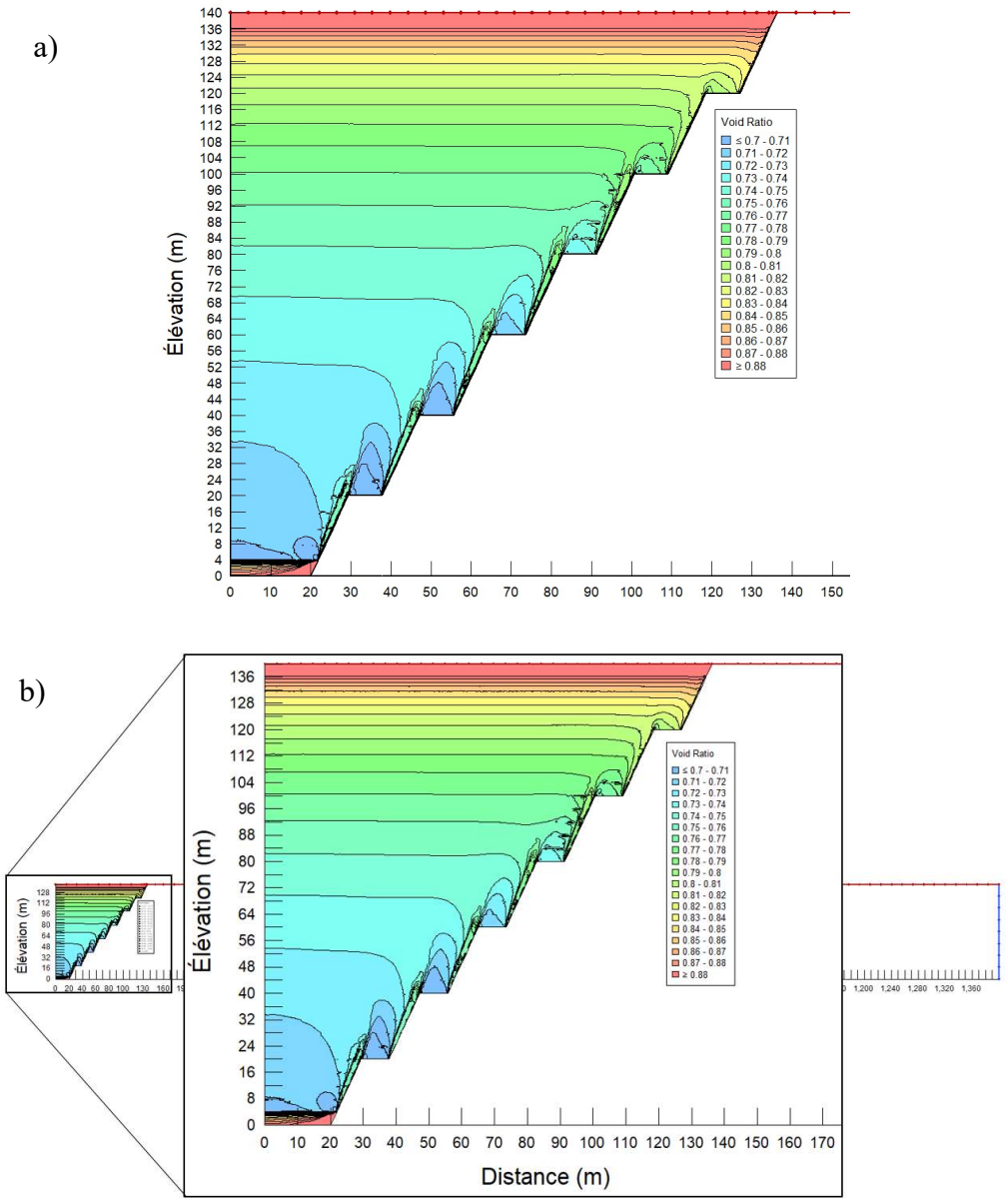


Figure A.24: Profil des indices des vides dans le cas de base sans inclusion de la fosse un an après la déposition du rehaussement 34 pour un modèle de 240 mètres (a) et un modèle de 1400 mètres (b).

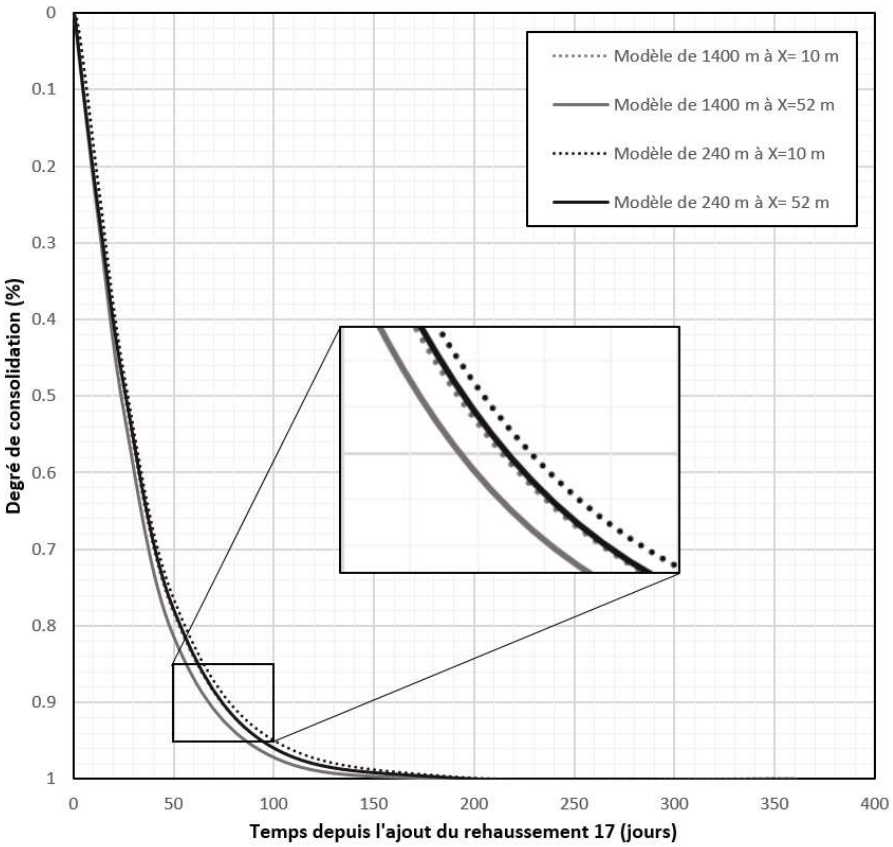


Figure A.25: Dissipation des pressions interstitielles en excès suite à la déposition du rehaussement 17 à une élévation de 54 mètres au centre de la fosse (X= 10 m) et à proximité des parois (X= 52 m).