POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Analyses numériques du comportement et de la stabilité sismique et post-sismique des parcs à résidus miniers, avec et sans inclusions de roche stérile, pour divers aléas de l'est du Canada

CARLOS ANDRÉS CONTRERAS

Département des génies civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

Génie minéral

Avril 2022

© Carlos Andrés Contreras, 2022.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée:

Analyses numériques du comportement et de la stabilité sismique et post-sismique des parcs à résidus miniers, avec et sans inclusions de roche stérile, pour divers aléas de l'est du Canada

présenté par **Carlos Andrés CONTRERAS**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

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

Pooneh MAGHOUL, présidente
Samuel YNIESTA, membre et directeur de recherche
Michael AUBERTIN, membre et codirecteur de recherche
Carlos OVALLE, membre
François DUHAIME, membre externe

DÉDICACE

À Paola et ma Famille

REMERCIEMENTS

Je voudrais remercier le Professeur Samuel Yniesta et le Professeur Michel Aubertin pour l’encouragement, le soutien tout au long de ces années, pour tout leur temps, leur savoir, pour être disponibles, pour sa grande patience et ses nombreuses explications et corrections.

J’aimerais aussi remercier au Prof. Michael James qui m'a fait découvrir dans le grand monde de la géotechnique minière et de la recherche.

RÉSUMÉ

Les ruptures de parc à résidus induites par des séismes peuvent avoir lieu pendant l'événement sismique ou après, principalement en raison des pressions interstitielles en excès générées par le chargement cyclique. Plusieurs travaux de recherche ont porté sur les mécanismes conduisant à la rupture d'un parc à résidus lors d'un tremblement de terre, mais les processus de rupture post-sismiques et les techniques pour obtenir des parcs plus stables n'ont pas été considérés de manière aussi approfondie. Cette thèse porte sur le potentiel de liquéfaction des résidus miniers de roche dure, l'estimation du volume de résidus liquéfiés et la possibilité d'induire une rupture sismique ou post sismique en tenant compte de l'intensité et le contenu fréquentiel de séismes, la géométrie du parc à résidus et le type de fondation. Le travail de thèse étudie aussi l'augmentation potentielle de la stabilité sismique et post sismique avec l'utilisation des techniques de renforcement comme la densification de résidus et avec l'ajout d'inclusions de roches stériles (IRS/WRI) à l'intérieur du parc à résidus.

Une série d'analyses numériques a été réalisée afin d'évaluer le comportement de parcs à résidus construits avec des digues rehaussées par la méthode amont, pour des pentes de 13H:1V, 11H:1V, 9H:1V et 6H:1, en utilisant des accélérogrammes de hautes et basses fréquences ajustées à des intensités sismiques caractéristiques de deux régions minières de l'est du Canada. Les simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel FLAC en utilisant le modèle constitutif PM4Sand pour modéliser le comportement des résidus et le modèle PM4Silt pour l'argile silteuse de la fondation.

Le modèle PM4Sand a été calibré à partir de résultats d'essais menés en laboratoire et sur le terrain qui ont permis de caractériser le comportement des résidus miniers de roche dure. La calibration des paramètres permet de reproduire de manière raisonnable le comportement lors d'un chargement quasi-statique monotone, et elle fournit un excellent ajustement des courbes de résistance cyclique mesurées en laboratoire à différentes pressions de confinement et indices de densité. Les résultats obtenus indiquent que le modèle PM4Sand peut être utilisé sans modification majeure pour simuler le comportement cyclique des résidus de mines en roches dures de faible plasticité. Le modèle PM4Silt a été calibré à partir d'un nombre d'essais de laboratoire plus limité; sa calibration est donc considérée comme moins robuste que celle de PM4Sand pour les résidus miniers. Les résultats obtenus montrent néanmoins que le modèle PM4Silt fournit un ajustement adéquat pour les essais menés sur des argiles à l'état normalement consolidé (NC) et sur-consolidé (OC).

Les résultats des simulations du comportement de parcs à résidus montrent que le volume relatif de résidus liquéfiés est lié au volume critique déplacé pour les deux types de fréquences. Les séismes à haute fréquence ont cependant tendance à induire un plus faible volume de résidus liquéfiés et de plus petits déplacements dans le parc que les événements à basse fréquence, pour une intensité Arias (IA) identique. Les analyses post-sismiques indiquent que pour les conditions analysées ici, de nombreux parcs à résidus seraient potentiellement instables, avec des déplacements continus et des vitesses non-nulles au-delà de la durée de l'événement. Les sollicitations de basse fréquence sont plus susceptibles d'induire une instabilité que celles à haute fréquence en raison de la plus grande quantité de résidus liquéfiés et du gros volume critique déplacé. Les résultats des simulations en phase sismique ont été utilisés pour développer des relations pour estimer le volume relatif de résidus liquéfiés en fonction des mesures d'intensité, et les résultats de la phase post-sismique ont été utilisés pour définir un seuil au volume de résidus liquéfiés nécessaire pour déclencher une instabilité.

L’évaluation des techniques de renforcement indique que la densification des résidus peut diminuer le volume de résidus liquéfiés et les déplacements pendant la phase sismique, mais cette technique ne réduit pas de manière significative l’incidence de rupture post-sismique. Les inclusions de roche stérile (IRS/WRI) peuvent réduire légèrement ou modérément le volume des résidus liquéfiés, selon l'intensité sismique, alors que le renforcement produit par les IRS peut réduire significativement les déplacements latéraux; les parcs à résidus avec IRS montrent une amélioration des performances encore plus marquées pendant la phase post-sismique. L'utilisation de WRI est considérée comme une bonne approche pour améliorer la stabilité sismique des parcs à résidus et elle peut donc s’avérer très utile pour réduire le risque de rupture induite par les séismes.

La comparaison des résultats des simulations effectuées pour deux types de sols de fondation montre que le volume de résidus liquéfiés serait plus grand pour un parc à résidus avec une fondation du till sur le socle rocheux que pour un parc à résidus avec une fondation d’argile silteuse sur du till et le socle rocheux. Les mesures d'intensité des séismes analysées (CAV, AI et PGA) sont amplifiées pour les deux types de fondations (par rapport au roc). Les rapports d'amplification moyens pour la fondation de till sont toutefois plus élevés que pour la fondation d'argile silteuse (sur du till). Les résultats obtenus sur l'influence du matériau de fondation sont cependant spécifiques aux cas particuliers étudiés ici.

Les résultats présentés ici devraient s’avérer utiles pour aider à évaluer le comportement et le risque associé aux installations d’entreposage de résidus (existantes ou prévues) pour des mesures d’intensité représentatives. Une telle évaluation peut aider à déterminer l’effet de la technique de renforcement par IRS dans le parc à résidus, ainsi que pour évaluer d’autres approches comme une modification de la méthode de construction des digues. Pour des parcs à résidus existants où une possible rupture est identifiée, la méthodologie permettrait aussi d’estimer le volume critique approximatif de résidus mobilisés.

Mots clés : Parc à résidus, liquéfaction, résidus miniers, PM4Sand, liquéfaction, calibration, PM4Silt, stabilité sismique, rupture post sismique

ABSTRACT

Seismically induced ruptures of tailings impoundments can take place during a seismic event or shortly after, primarily due to the excess interstitial pore water pressures generated by cyclic loading. Several studies have focused on the mechanisms leading to failure of an impoundment during an earthquake, but the post-seismic failure processes and techniques to obtain more stable impoundments have not been considered as extensively. This thesis investigates the liquefaction potential of hard rock tailings, the estimation of the volume of liquefied tailings and the possibility to induce seismic or post-seismic failure of an tailings impoundment considering the effect of the intensity, frequency content of the motions, impoundment geometry and type of foundation. The thesis also studies the improvement potential of seismic and post-seismic stability with the use of reinforcement techniques such as the tailings densification and with the addition of waste rock inclusions (WRI) inside of the tailings impoundment.

A series of numerical analyses was performed in order to evaluate the behaviour of tailings impoundments build with dikes raised using upstream method, for slopes of 13H:1V, 11H:1V, 9H:1V and 6H:1V, for high and low frequency motions adjusted to characteristics seismic intensities of two mining regions in eastern Canada. The simulations were conducted in FLAC using the PM4Sand constitutive model the behaviour of the tailings and the PM4Silt model for the silty clay of the foundation.

The PM4Sand model was calibrated using laboratory and field tests results that characterized the behaviour of hard rock mine tailings. The calibrated model reasonably reproduces the behaviour under monotonic quasi static loading, and provides an excellent fit of the cyclic strength curves measured in the laboratory at different confining pressures and density indices. The results obtained indicate that the PM4Sand model can be used without major modification to simulate the cyclic behavior of low plasticity hard-rock tailings. The PM4Silt model has been calibrated from a more limited number of laboratory tests, its calibration is therefore considered less robust than the PM4Sand calibration for tailings. The results obtained nevertheless show that the PM4Silt model provides an adequate adjustment for the test performed on clays in the normally consolidated (NC) and overconsolidated (OC) state.

The results of simulations of the behaviour of tailings impoundment show that the relative liquefied volume is related to the critically displaced volume for both types of motion frequencies. However,

high frequency motions tend to induce lower volume of liquefied tailings and smaller displacements on the impoundment than low frequency events, for identical Arias Intensity (AI). Post seismic analyses indicate that for the analyzed conditions, many tailings impoundments would be potentially unstable, with ongoing displacements and non-zero velocities beyond the event duration. Low frequency motions are more likely to induce failure than high frequency motions due to the larger amount of liquefied tailings and large critically volume displaced. The results of the seismic phase simulations were used to develop relationships to estimate the relative volume of liquefied tailings as a function of intensity measures, and the results of the post seismic phase were used to define a threshold of volume of liquefied tailings necessary to trigger an instability.

The evaluation of reinforcement techniques indicates that tailings densification can decrease the volume of liquefied tailings and displacements during the seismic phase, but this technique does not significantly reduce the incidence of post-seismic failure. Waste rock inclusions, WRI, can slightly or moderately reduce the volume of liquefied tailings, depending on the seismic intensity, while the reinforcement produced by the WRI can significantly reduce lateral displacements; tailings impoundments with WRI show an even more marked improvement during the post-seismic phase. The use of WRI is considered a good approach to improve the seismic stability of tailings impoundments and can therefore be very useful in reducing the risk of earthquake-induced failure.

The comparison of the results of the simulations performed on two different types of foundation soils shows that the volume of liquefied tailings would be greater for a tailings impoundment with a till foundation on bedrock than for a tailings impoundment with a silty clay over till foundation and bedrock. The intensity motion measures analyzed (CAV, AI and PGA) are amplified for the two types of foundations (compared to rock). However, the average amplification ratios for the till foundation are higher than for the silty clay (over till) foundation. The results obtained regarding the influence of the foundation are however specific to the particular cases studied here.

The results presented here should prove useful to help assess the behaviour and risk associated with tailings storage facilities (existing or planed) for representative intensity measures. Such evaluation can help to determine the effect of the WRI reinforcement technique in the tailings facility, as well as evaluate other approaches such as a modification of the digues construction method. For existing tailings impoundments where a possible rupture is identified, the methodology would also make it possible to estimate the approximate critical volume of mobilized tailings.

Key words: Tailings impoundment, liquefaction, seismic stability, post-seismic failure, PM4Sand, PM4Silt, calibration

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES XI

LISTE DES TABLEAUX XVII

LISTE DES FIGURES XVIII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXIX

LISTE DES ANNEXES XXXII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Généralités 1

1.2 Objectif de cette recherche 5

1.2 Méthodologie et contenu de la thèse 6

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 8

2.1 Les parcs à résidus 8

2.1.1 Les résidus miniers de roche dure 10

2.1.2 La roche stérile 12

2.1.3 Les eaux dans la mine 14

2.2 Ruptures de parcs à résidus 15

2.2.1 Techniques d'amélioration de la stabilité des parcs à résidus 17

2.2.2 Comportement géotechnique des résidus miniers 20

2.2.3 Liquéfaction et mobilité cyclique 22

2.2.4 Comportement post liquéfaction 32

2.3 Propriétés dynamiques de sols 35
2.4 Évaluation du comportement sismique des parcs à résidus 39
2.4.1 Analyse pseudo-statique 39
2.4.2 Analyse des déplacements permanents 40
2.4.3 Analyses numériques du comportement sismique 42
2.5 Modèles constitutifs et lois de comportement 42
2.5.1 Le modèle de comportement élastique isotrope 42
2.5.2 Le modèle élasto-plastique Mohr-Coulomb 43
2.5.3 Modèles constitutifs dynamiques pour sols pulvérulents 47
2.5.4 Modèles constitutifs dynamiques pour des sols plastiques 63
2.5.5 Modèle hystérétique de l'amortissement 66
CHAPITRE 3 DÉTERMINATION DE L'ALÉA SISMIQUE À CONSIDÉRER POUR L'ANALYSE DU COMPORTEMENT ET DE LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES PARCS À RÉSIDUS 67
3.1 Normes de conception sismique des parcs à résidus 68
3.2 Spectre de conception et désagrégation sismique 69
3.3 Sélection des accélérogrammes 72
3.4 Ajustement des accélérogrammes 73
3.4.1 Ajustement des spectres selon la période 74
3.4.2 Ajustement des spectres selon des mesures d'intensité 75
3.5 Détermination de l'intensité Arias 77
3.6 Sélection des accélérogrammes et ajustement à l'intensité Arias 82
3.7 Dernières remarques 84
3.8 Références 85

CHAPITRE 4 ARTICLE 1 CALIBRATION OF THE PM4SAND MODEL FOR HARD-ROCK MINE TAILINGS BASED ON LABORATORY AND FIELD TESTS 90

4.1 Introduction 93

4.2 Geotechnical characterization of the tailings 95

4.3 Strength and stiffness properties 97

4.3.1 Monotonic Laboratory Testing 97

4.3.2 Critical state 98

4.3.3 Cyclic Laboratory Testing 99

4.3.4 Shear wave velocity field tests 102

4.4 Calibration of PM4Sand parameters 103

4.5 Validation of the model with calibrated parameters 110

4.5.1 Monotonic drained DSS tests 110

4.5.2 Shear Modulus Reduction and Damping 111

4.5.3 Cyclic Undrained Direct Simple Shear Tests 112

4.6 Conclusions 114

4.7 References 116

CHAPITRE 5 CALIBRATION DU MODÈLE PM4SILT POUR L'ARGILE DE FONDATION D'UN PARC À RÉSIDUS 123

5.1 Caractérisation et propriétés de résistance 123

5.2 Résistance cyclique 124

5.3 Calibration du modèle PM4Silt 126

5.3.1 Évaluation du modèle avec les paramètres calibrés 128

5.4 Dernières remarques 134

5.5 Références 135

CHAPITRE 6 ARTICLE 2 SEISMIC AND POST SEISMIC STABILITY OF TAILINGS IMPOUNDMENTS WITH UPSTREAM DIKES 137

6.1 Introduction 139

6.2 Methodology 140

6.2.1 Impoundment Configuration 140

6.2.2 Numerical Analysis Procedure 140

6.2.3 Input Ground Motions 144

6.3 Behaviour of the tailings impoundment during the seismic phase 147

6.3.1 Response Parameters 147

6.3.2 Simulated responses under low and high frequency motions 147

6.3.3 Assessment of Liquefied Tailings Volume 151

6.4 Post seismic behaviour 154

6.4.1 Stability analysis in the post-seismic phase 154

6.4.2 Unstable and stable impoundments 158

6.5 Discussion 161

6.5.1 Input Ground Motions 161

6.5.2 Seismic phase 161

6.5.3 Other limitations 163

6.6 Conclusion 163

6.7 References 165

CHAPITRE 7 ARTICLE 3 IMPROVEMENT OF TAILINGS IMPOUNDMENT SEISMIC AND POST-SEISMIC STABILITY USING Ddensification AND WASTE ROCK INCLUSIONS 172

7.1 Introduction 175

7.2 Methodology 176

7.2.1 Impoundment Configuration 176
7.2.2 Tailings Densification 178
7.2.3 Waste rock inclusions (WRI) 178
7.2.4 Numerical Analysis Procedure and Material Properties 178
7.3 Numerical Analysis of the tailings Impoundment 184
7.3.1 Behaviour of conventional impoundments 184
7.3.2 Impoundment reinforced with waste rock inclusions (WRI) 187
7.3.3 Impoundment with denser tailings 189
7.4 Analysis and Discussion 192
7.4.1 Conventional impoundments 192
7.4.2 Impoundment reinforced with WRI 193
7.4.3 Impoundment with denser tailings 193
7.4.4 Analysis of stability improvement strategies 195
7.5 Conclusions 198
7.6 Bibliography 200
CHAPITRE 8 INFLUENCE DU TYPE DE SOL DE FONDATION SUR LE COMPORTEMENT ET LA STABILITÉ DYNAMIQUE D'UN PARC À RÉSIDUS 206
8.1 Amplification locale de séismes 206
8.2 Méthodologie 210
8.2.1 Configuration du parc à résidus 210
8.2.2 Analyse numérique du parc à résidus 211
8.2.3 Accélérogrammes sélectionnés 214
8.3 Comportement sismique du parc à résidus 215
8.3.1 Comportement du parc à résidus selon le type de fondation et la fréquence 215
8.3.2 Amplification du spectre et des paramètres sismiques 220

8.4 Discussion et remarques finales 228
8.5 Références 229
CHAPITRE 9 DISCUSSION GÉNÉRALE 233
CHAPITRE 10 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 235
10.1 Principales conclusions 235
10.2 Limitations et recommandations pour travaux futurs 238
RÉFÉRENCES 242
ANNEXES 269

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 Désagrégation sismique obtenue pour la ville de Malartic (adaptée de Golder,2018) 71

Tableau 3-2 Désagrégation sismique pour des conditions sismiques pour la ville de Saguenay (adaptée de CGC, 20120) 72

Tableau 3-3 Paramètres des accélérogrammes de basse et de haute fréquences utilisés pour les simulations numériques ajustés à l'intensité Arias sélectionée.....83

Tableau 5-1 Parametres de calibration du modèle PM4Silt pour l'argile, utilisés dans les simulations 128

Tableau 8-1 Facteurs d'amplification selon la classification du sol pour : a) PGA, b) PGV, c) Sa à une période de 0.2 s et d) Sa à une période de 0.5 s. Pour NBC (2015), le sol de référence est le sol classe C (NBC, 2015); voir tableau 1-2 pour les types de sol correspondant 209

Tableau 8-2 Classification du site en fonction du type et de la rigidité du sol de fondation (NEHRP, 2003).....210

Tableau 8-3 Paramètres de l'argile silteuse dans la phase statique.....212

Tableau 8-4 Paramètres calibrés du modèle PM4Silt de l'argile silteuse utilisés dans les simulations (voir chapitre 4 pour les détails) 213

Tableau 8-5 Paramètres de séismes de basse fréquence et haute fréquence sélectionnées mis à l'échelle (Atkinson, 2009; Ancheta et al., 2013; Goulet et al., 2014; CGC, 2019) 214

Table 8-6 Plage et valeurs moyennes des déplacements maximaux pour des parcs à résidus avec des pentes de 11H:1V et 9H:1V avec une fondation d'argile-till et du till soumis à des séismes de haute et basse fréquence 216

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 Méthode de construction de digues avec rehaussement amont, de l'axe central et aval (tirée de Kiernan, 2016) 9

Figure 2-2 Zone d'instabilité potentielle dans un parc à résidus avec une digue construite par la méthode amont (tirée d'Aubertin *et al.* 2002a). 9

Figure 2-3 Enveloppe des granulométries des résidus du concentrateur des roches dures (tirée de James, 2009).....11

Figure 2-4 Fuseau granulométrique typique des stériles de roches dures.....13

Figure 2-5 Nombre de ruptures et incidents par type de cause a) Modifiée d'ICOLD (2001) pour 221 cas. 16

Figure 2-6 Nombre de ruptures et incidents par cause et selon la méthode de construction de la16

Figure 2-7 Schématisation de cheminements vers la ligne d'état critique (flèches vers le trait plein) : a) échelle arithmétique b) échelle logarithmique (adaptée de Kramer, 1996).....20

Figure 2-8 Réponses caractéristiques du sable soumis à un chargement en cisaillement non drainé, pour différentes densités initiales : a) réponse contrainte-déformation b) pression interstitielle c) cheminement des contraintes pour des densités très lâche et lâche d) cheminement pour des densités moyennement dense et dense (tirée de Mitchell et Soga, 2005) 22

Figure 2-9 Réponse d'un sol sous une charge non drainée monotone et cyclique pour un sol contractant a) contrainte vs déformation b) cheminement des contraintes (tirée de Kramer, 1996).....23

Figure 2-10 Résultats des essais triaxiaux, avec un comportement de type liquéfaction, sur un sable à l'état lâche a), b) tirée de Holtz et Kovacs (1991) et c), d) et e) tirée Grozic *et al.* 2000 24

Figure 2-11 Réponse du chemin de contraintes et des boucles pour un sable sous chargement cyclique pour des échantillons de sable de Toyoura avec des indices de densités différentes : a) état lâche, b) état moyennement dense, c) état dense (tirée de Mitchell et Soga, 2005)....26

Figure 2-12 Influence du pourcentage de fines non plastiques, a) Ligne d'état limite b) Résistance à la liquéfaction de résidus miniers (tirée de a) Verdugo, 2005, et b) Troncoso et Verdugo, 1985).....28

Figure 2-13 Effet de la plasticité du sol sur la résistance cyclique (tiré de Ishihara, 1993).....29

Figure 2-14 Effet du degré de saturation sur la résistance cyclique (tirée de Xia et Hu, 1991) 30

Figure 2-15 Effet de l'histoire du chargement sur la résistance cyclique (tirée de Ishihara *et al.*, 1978).....30

Figure 2-16 Facteurs de correction pour le cisaillement statique initiale de sables à de contraintes de confinement de a) 100 kPa et b) 400 kPa (tirée d'Idriss et Boulanger, 2003).....31

Figure 2-17 Facteur de correction pour l'effet de la pression de confinement (tirée de Boulanger et Idriss, 2014).....32

Figure 2-18 Réponse postcyclique pour des échantillons où la contrainte effective de confinement à la fin du cisaillement cyclique a) est égal à zéro ($\sigma'_3=0$) b) est diffèrent de zéro ($\sigma'_3\neq0$) (tirée de a) Sivathayalan, 1994; a) Vaid et Thomas, 1995). 33

Figure 2-19 Réponse postcyclique des résidus du concentrateur a) contrainte-déformation b) résistance post cyclique normalisé en fonction d l'indice de vides (tirée de a) James *et al.*, 2011 b) Wijewickreme et al., 2005).....34

Figure 2-20 a) Courbe backbone et modules de cisaillement, b) Courbe de réduction du rapport de modules (tirée de Kramer, 1996).....36

Figure 2-21 Courbes de réduction du module de sols avec différents degrés de plasticité (figure tirée de Vucetic and Dobry, 1991) 37

Figure 2-22 Courbes de réduction du module, effet de la contrainte de confinement a) sols avec faible plasticité b) sols à grande plasticité (tirée de Ishibaschi, 1992).....37

Figure 2-23 Réduction du module de cisaillement dans les résidus du concentrateur (points) et pour les sables propres (courbes) (tirée de James *et al.*, 2011).....38

Figure 2-24 Rapport d'amortissement a) Influence de l'indice de plasticité b) Contrainte de confinement (tirée de a) Kramer, 1996; b) Ishihara, 1996).....38

Figure 2-25 Calcul des déplacements permanents pour un séisme a) histogramme d'accélération d'un séisme et l'accélération critique, ay ; b) histogramme de vitesse où ay a été atteint; c) déplacement cumulé du bloc (tirée de Kramer, 1996) 41

Figure 2-26 Réponse contrainte déformation du modèle linéaire élastique (tirée de Geo-slope, 2007).....43

Figure 2-27 Déchargement d'un matériau a) linéale parfaitement plastique b) linéaire avec écrouissage plastique et c) linéaire avec ramollissement plastique (tirée de Potts et Zdravkovic ,1999).....44

Figure 2-28 Critère de Mohr-Coulomb utilisé pour le modèle élastique- parfaitement plastique (tirée de Potts et Zdravkovic,1999). 45

Figure 2-29 Loi hyperbolique d'écrouissage (tirée de Beaty et Byrne, 2011).....51

Figure 2-30 Directions de la déformation plastique selon la loi d'écoulement et l'emplacement de la surface limite (tirée de Beaty et Byrne, 2011).....52

Figure 2-31 Ligne d'état critique selon la relation de Bolton (1986) (tirée de Boulanger et Ziotopoulou 2017).....55

Figure 2-32 a) Lignes dans le plan p'/q représentant les surfaces de l'état ultime (« bounding »), de la dilatance, de l'état limite (yield) et de l'état critique ; b) surfaces vues dans le plane orthogonal r_{yy} et r_{xx} (Boulanger and Ziotopoulou 2017) 57

Figure 2-33 Ligne d'état critique du modèle PM4Silt et paramètre d'état (tiré de Boulanger et Ziotopoulou 2018).....64

Figure 2-34 Schémas des lignes correspondant aux états ultime, et critique dans l'espace p'/q pour une valeur fixe de l'indice de vides; $n^{b,dry}$ (pour des conditions denses à l'état critique) et $n^{b,wet}$ (pour des conditions lâches).....65

Figure 3-1 Les zone sismiques de l'Est du Canada et les magnitudes sismiques répertoriées dans le temps (CGC, 2022).....68

Figure 3-2 Aléas sismiques, présentés sous forme d'accélération spectrale en fonction de la période, pour les villes de a) Malartic (adapté de Golder, 2018) b) Saguenay (adapté de CGC, 2020).....70

Figure 3-3 Désagrégation sismique au PGA à une période de retour de 2,475 ans pour les villes a) Malartic (adapté de CGC, 2019c) b) Saguenay (adapté de CGC, 2020) 71

Figure 3-4 Ajustement des spectres des accélérogrames à la plage d'intérêt a) Méthode ATC, avec Ts à 0.91s b) Méthode SIa (Michaud et Léger, 2013) b) Méthode du facteur d'ajustement (NBC, 2015).....75

Figure 3-5 Ajustement des spectres des accélérogrames au PGA (Michaud et Léger, 2013) 76

Figure 3-6 Relations qui permettent d'estimer l'intensité Arias en fonction de la magnitude sismique et la distance a) Lee et al. (2010) b) Farhadi et al. (2020) ; la ligne bleu montre la valeur de l'AI pour une paire identique de distance et magnitude.....78

Figure 3-7 Intensité Arias moyenne (traits pleins) et plage correspondant à une écart type (lignes pointillées) calculée selon les deux relations, pour une période de retour de 2,475 ans a) Malartic b) Saguenay 79

Figure 3-8 Intensité Arias moyenne et un fois l'écart type (ligne pointillés) pour une période de retour de 10,000 ans a) Malartic b) Saguenay.....80

Figure 3-9 Spectre Conditionnel Moyen (CMS) calculé à la période de 0.6s, spectre GMM et Spectre de conception pour une période de retour de 2,475 ans, correspondant à la ville de Malartic 81

Figure 3-10 Calcul de l'intensité Arias prenant en compte l'effet du paramètre ε dans l'écart type de méthodes du Lee et al. (2010) et Farhadi et al. (2020) pour la ville de Malartic et une période de retour a) 2,475 ans b) 10,000 ans 82

Figure 3-11 Spectre de conception pour un période de retour de 2,475 et 10,000 ans; spectre moyen de dix accélérogrammes sélectionnés et spectres individuels de chaque accélérogramme ajustés à l'intensité Arias pour a) Ville de Malartic b) Ville de Saguenay 84

Figure 4-1 Grain size distribution of the tailings, adapted from Archambault-Alwin (2017) and Contreras and James (2013). 96

Figure 4-2 Stress paths for monotonic undrained triaxial tests at σ'_v of 50 kPa to 700 kPa 98

Figure 4-3 Average Critical State Line (CSL) with one standard deviation range, with results from triaxial and direct simple shear monotonic tests on hard rock tailings 99

Figure 4-4 Cyclic strength curves for hard rock tailings at different vertical stresses and density index taken from James et al. (2011), Poncelet (2012), Contreras (2013) and Archambault-Alwin (2017) 100

Figure 4-5 Results from a laboratory cyclic test on tailings at σ'_v of 100 kPa, CSR of 0.167 and a I_d of 90% a) γ vs N b) r_u vs N c) CSR vs σ'_v and d) CSR vs γ (adapted from Archambault-Alwin, 2017) 102

Figure 4-6 In situ shear wave velocity profiles in the tailings impoundment (adapted from ConeTec, 2016 and Opris, 2017) 103

Figure 4-7 Maximum shear modulus, G_{max}, profile (average and with one standard deviation range) in the tailings impoundments computed from in-situ measurements of the shear wave velocity, V_s, and Equations 4 and 5 106

Figure 4-8 Critical state lines for clean sands (Verdugo et al. 1996; Boulanger and Ziotopoulou 2017) and tailings (Schnaid et al. 2013 and this study) defined with Bolton's relationship. 107

Figure 4-9 Laboratory and single-element simulations using the calibrated PM4Sand model responses for monotonic drained DSS loading 111

Figure 4-10 Empirical modulus reduction and damping ratio curves compared with modelled PM4Sand response for strain-controlled (DSS) cyclic tests, based on the relationships proposed by a) Seed et al. (1986), and b) EPRI (1993) 112

Figure 4-11 Comparison of cyclic strength curves CSR Vs N_{liq} from laboratory data and PM4Sand simulations at σ'_v of 50kPa to 500kPa and a I_d of 90%; and σ'_v of 100kPa for I_d of 60%.. 113

Figure 4-12 Comparison laboratory vs. simulated behaviour of tailings at σ'_v of 100 kPa, CSR of 0.167 and a I_d of 90% a) γ vs N b) CSR Vs γ c) r_u Vs N and d) CSR Vs σ'_v 114

Figure 5-1 Résistance au cisaillement non drainée de l'argile de la fondation du parc a) état NC (indice de vides à la consolidation e_c de1.3 (Golder, 2019) e_c de 0.86 et 0.5 (Golder, 2018)) b) état OC (indice de vides à la consolidation e_c de 1.6) sur des essais de cisaillement simple (DSS) 124

Figure 5-2 Courbes de résistance cyclique de l'argile en condition *NC* à différentes contraintes de confinement (255 kPa triangles, 300 kPa carreaux, 420 kPa cercles) et *OC* à une contrainte de confinement (55 kPa), pour des essais de cisaillement simple dynamique (DSS) (adapté de Golder, 2018, 2019) 125

Figure 5-3Courbes contrainte-déformation en chargement monotone au laboratoire et obtenues par simulations en utilisant les paramètres calibrés de PM4Silt a) État *NC* b) État *OC* 129

Figure 5-4 Courbes empiriques de réduction du module de cisaillement et du rapport d'amortissement (relations proposées par Vucetic et Dobry, 1991, pour sols avec différents indices de plasticité) et réponse modélisée avec PM4Silt pour des essais cycliques (DSS) non drainés à déformation contrôlée a) État *NC* b) État *OC* 130

Figure 5-5 Comparaison de la courbe de résistance cyclique CSR Vs N_{liq} à partir de données de laboratoire et de simulations dans PM4Silt pour l'argile à l'état a) *NC* pour σ'_v de 255 kPa et b) *OC* pour σ'_v de 55 kPa 131

Figure 5-6 Comparaison du comportement de l'argile silteuse *NC* au laboratoire et simulé avec PM4Silt pour σ'_v égale à 255 kPa, CSR de 0.165 a) γ vs N b) CSR vs γ c) r_u vs N, d) CSR vs σ'_v.....133

Figure 5-7 Comparaison du comportement de l'argile silteuse *OC* au laboratoire et simulé avec PM4Silt pour σ'_v de 55 kPa, CSR de 0.26 a) γ vs N b) CSR Vs γ c) r_u Vs N d) CSR Vs σ'_v 134

Figure 6-1. Conceptual model for the tailings impoundments.....140

Figure 6-2. Density index profile for a tailings impoundment 30 m high with an external slope of 9H:1V. The black line shows the zone used to compute the percentage volume of liquefied tailings. 142

Figure 6-3. Design spectrum considered and average scaled spectra for selected high and low frequency content motions (for a 10,000 year return period) 147

Figure 6-4. Results of a high-frequency Chichi 1518 (left) and low-frequency Kocaeli (right) earthquakes on the impoundment with a 13H:1V slope a) and c) Horizontal displacements

(along the X axis) and b) and d) Maximum pore water pressure ratio r_u, contours at the end of the seismic phase. 149

Figure 6-5. a) Relative of volume of liquefied tailings and b) Relative critically displaced volume at the end of the seismic phase for slopes 13H:1V to 6H:1V for High and Low frequency motions 150

Figure 6-6. Trends for the relative Volume of liquefied tailings on slopes 13H:1V to 6H:1V for High and Low frequency motions Vs a) Maximal horizontal displacement and b) Relative Critically displaced volume 151

Figure 6-7. Residuals of the proposed model for the volume percentage of liquefied tailings against the volume percentage of tailings calculated with Eq. 2: a) High frequency motions; b) Low frequency motions. 153

Figure 6-8. Relative volume of liquefied tailings for an impoundment height of 50 m for a 13H:1V and 9H:1V slopes for High frequency and Low frequency motions 154

Figure 6-9. Seismic and post-seismic displacements and velocities along the 11H-1V slope, which lead to an unstable impoundment for the high frequency (Atkinson7.042-2) seismic loading. 155

Figure 6-10. Behavior of an impoundment with a 11H:1V slope at the end of seismic phase (above) and at the end of the post seismic phase (below) for the high frequency Atkinson7.042-2 earthquake: a) and b) Horizontal displacements (along the X axis) and c) and d) Maximum pore water pressure ratio r_u, contours. The stars indicate where the displacements and velocities presented in Figure 9 are being monitored 156

Figure 6-11. Seismic and post-seismic displacements and velocities along the 11H:1V slope, which leads to a stable impoundment for a high frequency (SOR315) 157

Figure 6-12. Behavior of an impoundment with a 13H:1V slope at the end of the seismic phase (above) and at the end of the post seismic phase (below) for the high frequency SOR315 earthquake: a) and b) Horizontal displacements (along the X axis) and c) and d) Maximum pore water pressure ratio r_u, contours 157

Figure 6-13. Maximal horizontal velocity reached at the end of the seismic phase for slopes 13H:1V to 6H:1V, and High and Low frequency motions 159

Figure 6-14. Post seismic stability classification based on a) Horizontal maximum velocities and b) the relative volume of liquefied tailings at the end of the seismic phase for slopes of 13H:1V to 6H:1V and 30 and 50m high impoundments for High frequency and Low frequency motions. 160

Figure 6-15. a) Maximal horizontal displacement and b) Relative Critically displaced volume as a function of relative volume of liquefied tailings for 30 m-high impoundment (hollow symbols) and 50 m-high impoundment (solid symbols) for High and Low frequency motions 162

Figure 7-1. Conceptual models for the impoundment with a slope of 13H:1V, a) without reinforcement b) with waste rock inclusions 177

Figure 7-2. Density index distribution in a 30-m high tailings impoundment (without WRI) with a 13H:1V external slope. The zone used to compute the relative (percentage) volume of liquefied tailings is delimited by the black line. 177

Figure 7-3. Design spectrum, and average and individual spectra of the low and high frequency motions used in the dynamic numerical simulations for the a) moderate intensity region (Golder, 2018) and b) high intensity region (NBC 2015). 184

Figure 7-4. Results from the dynamic simulation of an impoundment: a) and b) Contours of maximum horizontal displacements; c) and d) contours of maximum pore water pressure ratio r_u; impoundment model with a 13H:1V slope at the end of the high-frequency Tottori3920 earthquake (left) and low-frequency Loma earthquake (right), scaled for the moderate intensity region seismic hazard. 185

Figure 7-5. Seismic and post-seismic impoundment displacements and velocities for an impoundment with a 13H:1V slope, which lead to an a) unstable b) (apparently) stable condition under the high frequency (Tottori 3920) and (Atkinson 7.0) ground motion respectively, for the moderate intensity region. 186

Figure 7-6. Simulation contours of an impoundment without (a and b) and with inclusions (c and d) with a 9H:1V slope a) Horizontal displacements (along the X axis) in the impoundment without inclusions and corresponding b) Maximal, r_u,; and c) Horizontal displacements (along the X axis) with inclusions and corresponding d) Maximum, r_u, for the moderate intensity region with low frequency Tabas motion. 188

Figure 7-7. Simulation contours of an impoundment without and with inclusions with a 9H:1V slope a) Horizontal displacements (along the X axis) without inclusion and corresponding b) Maximal, r_u,; and for impoundment with WRI (below), c) Horizontal displacements (along the X axis) and corresponding d) Maximum, r_u, for the high intensity region with low frequency Tabas motion 188

Figure 7-8. Seismic displacements and velocities for the reinforced (with inclusions) impoundment along the 9H:1V slope, which leads to a stable impoundment for the low frequency (Tabas) seismic loading a) Medium intensity b) High intensity. 189

Figure 7-9. Results of simulations of an impoundment with a 9H:1V slope at the end of shaking with a density index increase of 10% for the moderate intensity region and 10% and 20% for high intensity region respectively a), c) and e) Horizontal displacements (along the X axis) and corresponding b), d) and f) Maximum, r_u, (low frequency Tabas earthquake). 191

Figure 7-10. Seismic displacements and velocities for the reinforced (increased I_d) impoundment along the 9H:1V slope, which leads to an unstable impoundment following the low frequency Tabas motion scaled for High intensity region a) 10% I_d increase b) 20% I_d increase.....192

Figure 7-11. Comparison of relative volume of liquefied tailings for 30m-high impoundments with 13H:1V and 9H:1V slopes, without reinforcement, with an increase in density, and reinforced with WRI for a) High frequency and b) Low frequency motions. 196

Figure 7-12. Maximum horizontal displacements in the seismic phase and relative volume of liquefied tailings for the unreinforced and reinforced (with I_d increase and *WRI*) impoundments for 9H:1V (solid symbols) and 13H:1(hollow symbols) slopes for high and low frequency motions. 197

Figure 8-1 Amplification et atténuation spectrale a) Spectre de réponse pour différents types de sols b) Spectre de réponse à Lyttelton dans la roche et dans un sol mou (tirées de : a) Dobry et al., 1976; b) Canterbury Earthquakes royal commission, 2012) 207

Figure 8-2 Influence de la présence de sols mous sur le PGA a) Variation du PGA pour des sols mous et du roc b) PGA vs. distance à l'épicentre pour des sites avec des fondations composées de sols lâches comparées à un modèle d'atténuation M_w=7 au roc (tirées de Idriss, 1991) 208

Figure 8-3 Modèle conceptuel de la configuration et de la fondation du parc à résidus a) fondation d'argile et de till b) fondation de till 211

Figure 8-4 Spectre de conception pour la région de Val-d'Or pour une période de retour de 10,000 ans (Golder, 2018b), avec les spectres moyens et individuels ajustés pour les séismes sélectionnés, a) Haute fréquence b) Basse fréquence 215

Figure 8-5 Résultats simulés pour un séisme à haute fréquence (Nahanni) sur le parc à résidus avec une pente de 11H:1V et une fondation composée d'argile et till (à gauche) et une fondation composée du till (à droite) a) et c) Déplacements horizontaux (le long de l'axe X) et b) et d) rapport de la pression interstitielle maximale r_u, contours à la fin de la phase sismique.....217

Figure 8-6 Résultats simulés pour un séisme à basse fréquence (Loma) sur le parc à résidus avec une pente de 11H:1V et une fondation composée d'argile et till (à gauche) et une fondation composée du till (à droite) a) et c) Déplacements horizontaux (le long de l'axe X) et b) et d) rapport de la pression interstitielle maximale r_u, contours à la fin de la phase sismique.....218

Figure 8-7 Comparaison du volume relatif de résidus liquéfiés pour une hauteur du parc à résidus de 30 m avec une fondation d'argile-till et de till, pour des pentes de11H:1V et de 9H:1V pour des séismes de a) haute fréquence, *H.F.* et b) basse fréquence *L.F.* 219

Figure 8-8 Relation entre le volume relatif de résidus liquéfiés (pentes 11H:1V et 9H:1V), pour les séismes à haute et basse fréquence, et le déplacement horizontal maximal 220

Figure 8-9 Courbes empiriques de la réduction du module de cisaillement et du rapport d'amortissement par rapport à la réponse modélisée sur un élément (FLAC) en condition non drainée avec PM4Silt pour les argiles *NC et OC* et Mohr Coulomb pour le Till dans des tests cycliques à déformation contrôlée (DSS) a) État *NC et Till* b) État *OC et Till* 222

Figure 8-10 Positions où la vitesse moyenne des ondes de cisaillement et la fréquence naturelle moyenne de la colonne de sol ainsi que les paramètres sismiques ont été calculés pour le parc à résidus avec une pente de 11H:1V 223

Figure 8-11 Comparaisons du ratio des spectres moyens mesurés pour chaque type de fondation à différentes positions dans le parc à résidus a) et b) En aval, berme et digue, c) et d) Mi-pente et à H_{max} avec une pente 11H:1V pour de séismes de haute fréquence (gauche) et basse fréquence (droite) sismique.....224

Figure 8-12 Estimation de l'amplification (ou de l'atténuation) des paramètres sismiques mesurés à la partie supérieure de la fondation pour chaque type de fondation à de différentes positions sur le parc à résidus avec une pente 11H:1V a) *AI* b) *CAV* c) *PGA* et d) T_m 227

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Symbols

C_C coefficient de courbure

c_ε facteur de taux d'accumulation de déformation

C_{GD} facteur de dégradation du module

C_U coefficient d'uniformité

c_z paramètre de croissance de la fabrique

c' cohésion effective

D taux d'amortissement hystérétique

D_r densité relative

$D_{5\text{-}95}$ durée significative

ε_a déformations axiales

e_c indice de vides à l'état crtique

e_{min} indice de vides initial

e_{max} indice de vides maximal

F_{pred} fréquence prédominante

G module de cisaillement

G_o coefficient du module de cisaille

G_{max} module de cisaillement maximal

G/G_{max} rapport de module de cisaillement sécant normalisé

h_o rapport du module plastique

h_{po} paramètre de taux de contraction

I_d indice de densité

I_{dCS} indice de densité d'état critique

k_{max}	coefficient sismique maximal
K_{α}	facteur de correction de la contrainte de cisaillement statique initiale
K_{σ}	facteur de correction des contraintes du terrain-mort
M_w	magnitude des séismes
n	porosité
n^b	paramètre de délimitation
n^{bwet}	paramètre de délimitation côté humide
n_G	exposant du module de cisaillement
$(N_1)_{60}$	nombre de coups corrigé de l'essai de pénétration standard
p'	contrainte effective moyenne
p_A	pression atmosphérique
Q	paramètre de ligne d'état critique
R	paramètre de ligne d'état critique
r_u	rapport de pression interstitielle
S_u	résistance au cisaillement non drainé
S_u/σ'_v	rapport de résistance au cisaillement non drainé
T_m	contenu fréquentiel
Ts	période naturelle de la colonne
V_s	vitesse des ondes de cisaillement
z_{max}	terme de fabrique
σ	écart-type
σ'_v	contrainte verticale effective
ρ_d	densité sèche
ϕ'	angle de frottement effectif

(°) angle de dilatation

ϕ'_{cv} angle de frottement à l'état critique

γ pente de la ligne d'état critique

ρ densité des résidus

Abréviations

AI Intensité d'Arias

$SCPT_u$ Essais de pénétration au cône

HIR région de haute intensité

IM mesures d'intensité

MIR région d'intensité modérée

PGA accélérations maximales

WRI inclusions de roche stériles

IRS inclusions de roche stériles

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Détermination de l'aléa sismique à considérer pour l'étude de la stabilité sismique des parcs à résidus 269

Annexe B Calibration du modèle PM4sand 277

Annexe C Calibration du modèle PM4silt 279

Annexe D résultats supplémentaires et données pour Seismic and Post Seismic Stability of Tailings Impoundments with Upstream Dikes 280

Annexe E résultats supplémentaireS et données pour Improvement of Tailings Impoundment Seismic and Post-Seismic Stability Using Densification and Waste Rock Inclusions 304

Annexe F influence du type de sol de fondation sur la stabilité dynamique d'un parc à résidus 320

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

L'Est du Canada est situé dans une région continentale stable de la plaque de l'Amérique du Nord. L'activité sismique y est relativement faible à moyenne, en raison de la géologie structurale et des champs de contraintes régionaux (Adams et al. 1991; Fader, 2005). Le territoire du Québec est généralement divisé en trois zones sismiques (CGC, 2019): (i) Ouest du Québec (WQU), (ii) Charlevoix (CHV), et (iii) Bas-St-Laurent (BSL). À l'intérieur de la zone sismique WQU, qui montre une activité sismique faible à modérée, se trouve la région de l'Abitibi-Témiscamingue qui est la région où la concentration de l'activité minière (dont les parcs à résidus) est la plus élevée au Québec. La zone CHV, ayant l'activité sismique plus élevée au Québec, inclus la région du Saguenay où le nombre de mines est limité.

Le cycle de vie des parcs à résidus (la construction, l'opération et la fermeture) représente de grands défis pour l'industrie minière et la société en raison des implications graves du comportement défavorable ou d'une rupture qui peut entrainer la perte de vies et des dommages environnementaux, sociaux et économiques (Aubertin et al. 2002a; Blight et Fourie. 2003). Historiquement, les causes principales des ruptures des parcs à résidus ont été : le débordement, l'instabilité des pentes, l'érosion (interne et de surface), l'activité sismique et le mauvais fonctionnement des ouvrages d'évacuation (ICOLD 2001; Aubertin et al. 2002b; Rana et al. 2021, WISE, 2022).

En ce qui concerne l'activité sismique, les ruptures de parcs à résidus peuvent avoir lieu lors d'un événement sismique, comme ce fut le cas par exemple à Cerro Negro en 1965 et 1985 (Villavicencio et al. 2014), Hokkaido en 1968 (Ishihara et al., 1990) et Tapo Canyon en 1994 (Harder and Stewart, 1996). Des ruptures post-sismiques peuvent également survenir en raison d'une redistribution des pressions interstitielles en excès générées lors du chargement sismique ou des forces induites qui peuvent dépasser la résistance disponible des matériaux. Des exemples de telles ruptures post sismiques comprennent la digue N° 2 du bassin de résidus à Mochikoshi (1978) et un barrage de San Fernando (1971) (Seed et al., 1988), qui se sont produites environ un jour et trente secondes après les séismes respectivement.

La stabilité sismique des parcs à résidus peut être aussi largement affectée par le type et les caractéristiques de la fondation en lien avec le potentiel d'amplification ou d'atténuation sismique qui peut exercer une influence majeure sur l'ampleur de la liquéfaction et des déplacements. Par exemple, des séismes comme Guerrero-Michocàn en 1985 (Beck et Hall, 1986) ou Saguenay en 1988 (Mitchell et al. 1990) ont induits des effets locaux d'amplification non négligeables, et peuvent produire d'importants dommages même à des sites éloignés de l'épicentre. En conséquence, l'évaluation de la stabilité sismique et post-sismique est une question importante pour l'industrie minière en raison des conséquences néfastes d'une défaillance (e.g. Seid-Karbasi and Byrne, 2004; Naesgaard and Byrne, 2007; James and Aubertin, 2012; Ferdosi et al., 2015b; Salam et al., 2021).

Divers codes ou normes incluent des lignes directrices pour la conception sismique des parcs à résidus afin de protéger la population, l'environnement, et les biens. Ces documents spécifient généralement que les digues doivent résister à un séisme de grande intensité sans un relâchement incontrôlé d'eau ou résidus (CDA, 2007, 2014). Par exemple, le gouvernement du Québec exige que les parcs à résidus soient conçus en considérant un séisme de période de retour de 2 475 ou 10 000 ans (Directive 019, 2012; MERN 2017). L'association canadienne de barrages recommande de réaliser la conception sismique des ouvrages pour des périodes des retour sélectionnées en fonction l'évaluation des conséquences d'une rupture, pouvant aller de 500 à 10,000 ans (CDA, 2007, 2014).

Au Québec et ailleurs, la méthode de construction des digues vers l'amont est fréquemment utilisée dans les parcs à résidus, principalement en raison de ses avantages économiques (Aubertin et al. 2002a,b, 2011). Cependant, lorsque de probabilités annuelles faibles sont requises pour l'évaluation de la stabilité sismique, l'aléa sismique de l'Est du Canada peut prendre de valeurs intermédiaires à élevées; dans de tels cas, la méthode en amont pourrait ne pas être optimale pour la construction des parcs à résidus de roches dures en raison du risque de rupture, compte tenu du risque de liquéfaction de résidus miniers.

Les résidus miniers de roche dure qui se trouvent à l'intérieur du parc ont une granulométrie correspondant à des silts de très faible plasticité avec une fraction de sable fin. Les rejets du concentrateur sont généralement déposés hydrauliquement sous forme de pulpe dans les parcs à résidus, ce qui donne un matériau lâche et saturé se consolidant lentement sous son propre poids.

Par conséquent, ils sont très compressibles et susceptibles à la liquéfaction statique ou dynamique (Vick, 1990; Aubertin et al. 2002a,b; Bussière, 2007; James et al. 2011). Malgré une matrice silteuse dominante (i.e. particules fines entre 70 % et 100 % de la masse totale), les résidus miniers de roche dure, sans cohésion effective, ont un comportement cyclique que ressemble à celui du sable (James, 2009). Cette caractéristique des résidus doit être prise en compte dans l'analyse de stabilité (sismique et post sismique) pour la conception d'un parc à résidus, qui requiert l'évaluation du potentiel de liquéfaction des résidus et des déplacements qui pourraient être induits, et du risque de rupture associé (Marcurson et al. 2007).

L'évaluation du comportement et de la stabilité sismique d'un ouvrage minier est une tâche complexe qui implique des méthodes d'analyse élaborées; il n'y a pas de méthodes simples disponibles pour la plupart des cas. En ce sens, la modélisation numérique est devenue un outil largement utilisé pour comprendre et évaluer les risques de rupture sismique due à la liquéfaction. Cependant, la valeur et la précision de tels outils numériques dépendent fortement des lois de comportement qui doivent être capables de représenter adéquatement le comportement cyclique des résidus de roche dure. Quelques lois de comportement ont été développées pour simuler le comportement dynamique des sols pulvérulents, comme par exemple UBCSAND (Beaty et Byrne, 1998; Puebla, 1999; Beaty et Byrne, 2011), NordSand (Jefferies, 1993; Been et Jefferies, 2015) et PM4Sand (Boulanger et Ziotopoulou, 2017); les plus utilisées sont incluses dans des logiciels utilisés dans la pratique géotechnique et minière tel que FLAC (Itasca,2016) et PLAXIS (Bentley, 2020). Cependant, ces modèles ont été conçus principalement pour analyser le comportement des sables.

Plusieurs études réalisées pour évaluer le comportement dynamique des résidus miniers de roche dure en recherche et dans le génie-conseil ont utilisé le modèle UBCSAND (Byrne et al. 2003; James, 2009; James et Aubertin, 2012; Ferdosi et al, 2015a, 2015b), qui a montré une représentation raisonnable du comportement des résidus. Cependant, le modèle UBCSAND montre certaines capacités prédictives limitées. Par exemple, ce modèle peut induire des boucles de contrainte-déformation répétitives sans accumulation de contrainte supplémentaire à certains rapports de contraintes cycliques (CSR) due à une superposition répétée de boucles de déformation, ce qui entraîne des courbes de rapport de résistance cyclique biaisée (Carey et Kutter, 2017). Certains ont aussi observé une plus faible dégradation du module au cisaillement que ce qui est prévu pour les déformations de cisaillement intermédiaires (Anthi et Gerolymos, 2019). Des études antérieures

ont également montré que les paramètres d'entrée usuels du modèle limitent parfois ses capacités de prédiction pour les résidus, et que des propriétés « ajustées » doivent être utilisées pour capturer le comportement du sol (ou des résidus). James (2009) a ainsi constaté que pour modéliser la courbe de résistance cyclique obtenue lors d'essais cycliques sur des résidus au laboratoire (avec un indice de densité d'environ 74%), le paramètre $(N_1)_{60}$ du modèle UBCSAND doit prendre une valeur de 11, alors qu'un indice de densité moyen de 74% correspondrait plutôt à une valeur $(N_1)_{60}$ d'au moins 14 (Cubrinovski et al. 1999). L'utilisation du modèle calibré pour simuler le comportement d'un parc à résidus, où l'indice de densité diffère de celui obtenu en laboratoire, peut ainsi mener à des résultats imprécis, en raison d'une résistance cyclique peu représentative.

PM4Sand est une loi de comportement basée sur la théorie de plasticité à l'état critique développée pour analyser la liquéfaction des sols sableux (Boulanger et Ziotopoulou 2017). Le modèle comprend trois paramètres principaux (y compris l'indice de densité) et 21 paramètres secondaires, et il utilise la courbe d'état critique définie en termes de l'indice de densité relative suivant la relation de Bolton (1986). Cette relation est capable de capturer l'influence de la teneur en particules fines et de l'indice de plasticité sur la courbe d'état critique (Carraro et al. 2009), mais elle requiert aussi le calibrage de deux des paramètres secondaires du modèle. Ceci a été démontré par Lingwall (2017) qui a utilisé le modèle PM4Sand pour modéliser le comportement du sable avec une proportion élevée de particules fines, avec une précision raisonnable, en modifiant les paramètres de la courbe d'état critique (paramètres de Bolton).

Les résultats de la modélisation numérique réalisée dans le cadre de ce projet de recherche portent sur un parc à résidus construit par la méthode amont en utilisant le modèle constitutif PM4Sand. Ils indiquent que ce modèle est capable de simuler adéquatement le comportement des résidus miniers pour évaluer la stabilité sismique et post sismique et le potentiel de liquéfaction des résidus en fonction de l'aléa sismique. Des relations ont été obtenues afin d'estimer le risque de rupture associé aux installations de stockage de résidus miniers. Puisque la réponse sismique est fortement affectée par l'indice de densité initial des résidus (Biondi et al., 2000) et par la rigidité (et la résistance) des composantes du parc (James et al. 2012; Ferdosi et al. 2015b), des analyses ont aussi porté sur l'effet d'une densification des résidus (e.g. Martin et al. 2006; Davies, 2011) et d'un renforcement par des inclusions de roches stériles, IRS/WRI, (Aubertin et al. 2002b; James et al. 2012; Ferdosi et al. 2015b) pour divers aléas sismiques. Les résultats indiquent que les deux techniques peuvent améliorer le comportement sismique et post sismique, mais l'évaluation

réalisée montre aussi que l'utilisation de IRS (conçues aussi pour la consolidation) est une solution beaucoup plus efficace qu'un accroissement incrémental de l'indice de densité pour augmenter la stabilité sismique et post sismique, surtout lorsque l'aléa sismique est modéré ou élevé.

Les résultats présentés dans cette thèse ont permis également d'analyser l'influence du type de fondation sur le volume relatif de résidus liquéfiés et les déplacements du parc à résidus. Les simulations indiquent qu'un parc à résidus avec une fondation composée de till sur le socle rocheux peut amplifier plus amplement les paramètres de mesure d'intensité analysés (CAV, AI et PGA) par rapport à un parc avec une fondation d'argile silteuse sur du till et le roc. Les résultats relatifs à l'influence du sol de fondation sur le volume de liquéfaction et les déplacements sont cependant limités aux cas particuliers étudiés ici.

1.2 Objectif de cette recherche

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'évaluer le comportement et la stabilité sismique et post sismique des parcs à résidus miniers de roche dure construits par la méthode amont, en analysant les mécanismes qui mènent à la rupture. Ceci a permis de définir une méthodologie pour déterminer le risque d'une rupture à partir de propriétés et de mesures d'intensité relativement faciles à obtenir. Le projet porte aussi sur le comportement des parcs à résidus renforcés par des inclusions de roches stériles et sur l'effet d'une augmentation de l'indice de densité des résidus, pour des sollicitations sismiques de l'est du Canada.

L'objectif global du projet est accompli en réalisant les tâches associées aux objectifs secondaires suivants :

- Calibration du modèle constitutif PM4Sand pour les résidus de roches dure.
- Analyse des mécanismes et des paramètres pour déterminer la rupture post sismique.
- Obtention d'une relation pour estimer le volume liquéfié d'un parc à résidus non renforcé à partir de mesures d'intensité sismiques. Aussi, établir les valeurs limites de paramètres (volume liquéfié, volume critique déplacé, vitesse de déplacement) pour identifier le risque de rupture d'un parc à résidus non renforcé.

- Évaluation de l'amélioration de la stabilité sismique par des inclusions de roches stérile pour des aléas sismiques de la région de Val-d'Or et du Saguenay, pour des parcs à résidus construits avec des digues rehaussées en amont.
- Évaluation de l'influence du type de fondation sur le comportement sismique d'un parc à résidus non renforcé.

1.2 Méthodologie et contenu de la thèse

L'analyse du comportement et de la stabilité sismique et post sismique des parcs à résidus conventionnels (non renforcés), renforcés par des inclusions, ou en présence de résidus densifiés, pour des aléas de l'est du Canada, a été réalisée en suivant les étapes suivantes :

Suite à une revue de l'état des connaissances présentée au chapitre 2, la première étape de l'étude a impliqué la sélection des paramètres de l'aléa sismique utilisé pour les simulations (chapitre 3). Le chapitre 4 porte sur la calibration du modèle constitutif pour modéliser le comportement des résidus miniers adéquatement. Le modèle PM4Sand a été sélectionné en raison des avantages de la formulation. Cette calibration du modèle (article 1) a été réalisée à partir d'essais de laboratoire et in situ sur des résidus de roche dure d'or de faible plasticité ayant une teneur élevée en particules fines (71 à 90%). Le modèle calibré a été utilisé pour évaluer la réponse dynamique des parcs à résidus sous l'effet des principaux facteurs d'influence tels que l'indice de densité (ou l'indice des vides), la géométrie des digues et les différentes conditions de chargement. Une deuxième étape de calibration du modèle constitutif a aussi été réalisée pour analyser le comportement de l'argile de la fondation du parc. Le modèle PM4Silt a été utilisé et calibré (chapitre 5) à partir de tests en laboratoire (statiques et cycliques) pour une argile silteuse à l'état normalement consolidé et sur-consolidé.

L'étape suivante porte sur la modélisation numérique des parcs à résidus soumis à des charges sismiques correspondantes à l'aléa sismique typique de la région minière de l'ouest du Québec (région de Val-d'Or). Les simulations présentées aux chapitre 6 (article 2) ont permis d'évaluer la stabilité sismique et post sismique de parc à résidus avec de pentes de 13H:1V, 11H:1V, 9H:1V et 6H:1V avec une hauteur de 30 et 50 m, et d'estimer le volume de résidus liquéfiés en fonction de

mesures d'intensité, ainsi que la stabilité post sismique. Des valeurs limites des paramètres liés à la rupture ont aussi été définies.

La modélisation numérique des parcs à résidus renforcés, soumis à des charges sismiques correspondantes à l'aléa sismique de la région de Val-d'Or et de la région du Saguenay (zones sismiques WQU et CHV respectivement), a été réalisée afin d'évaluer la stabilité sismique et post sismique des parcs à résidus avec des pentes 13H:1V et 9H:1V. Ces parcs ont été simulés en tenant compte de l'effet de l'augmentation de l'indice de densité des résidus, ainsi que d'un renforcement par le biais d'inclusions de roche stérile (chapitre 7, article 3).

La dernière étape de la recherche a été d'évaluer l'influence du type et des caractéristiques de la fondation du parc à résidus sur la réponse dynamique du parc. Un parc à résidus avec des pentes de 11H:1V et 9H:1V sur une fondation argileuse (argile silteuse analysée au chapitre 5) sur du till et du roc, et un parc à résidus sur une fondation du till sur le socle rocheux ont été simulés (chapitre 8). Le potentiel d'amplification ou d'atténuation sismique selon le type de fondation a été évalué en lien avec l'augmentation ou la diminution de la liquéfaction et des déplacements, et selon l'amplification des paramètres des mesures d'intensité.

L'obtention du spectre de conception (Unified Hazard Spectrum, UHS), la désagrégation sismique et détermination de l'intensité Arias pour chacune de régions (Val-d'Or et Saguenay) et deux périodes de retour (2,475 et 10,000 ans) ainsi que la sélection et ajustement des enregistrements compatibles a été nécessaire pour les simulations numériques; les détails sur cet aspect sont présentés au chapitre 3 et en annexe.

Le chapitre 9 résume et discute les principaux résultats obtenus et présente les conclusions du projet avec quelques recommandations pour des travaux futurs. Les annexes comprennent des résultats et informations complémentaires.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Les parcs à résidus sont des ouvrages construits pour entreposer des rejets de concentrateur, avec une durée de vie indéterminée. Ils doivent être conçus de façon sécuritaire au plus bas coût possible (Verdugo, 2005). Les résidus miniers sont généralement déposés hydrauliquement dans les bassins du parc sous forme de pulpe (« tailings slurry ») avec des teneurs en solides variant de 30 % à 45 %, ou plus lorsqu'ils sont densifiés (Aubertin et al., 2002a,b). Le dépôt résultant est dans un état lâche et saturé, ce qui produit des résidus de mines en roche dure sensibles à la liquéfaction statique ou dynamique.

2.1 Les parcs à résidus

Les digues de rétention qui composent le parc à résidus peuvent être construites à partir de matériaux naturels (sol d'emprunt) ou à partir de résidus ou stériles miniers (e.g. Aubertin et al., 2011). Les digues peuvent être homogènes ou zonées comme un barrage conventionnel. La réactivité des résidus peut influencer le type de digue, de matériaux et la méthode de rehaussement utilisée.

Les digues avec des matériaux naturels sont parfois privilégiées en raison des avantages géotechniques et environnementaux face aux résidus miniers (Aubertin et al., 2002a,b, 2011). Cependant, quand la disponibilité des sols naturels est limitée ou la différence de coût est considérable, l'utilisation des résidus ou stériles miniers est possible quand ceux-ci présentent des caractéristiques physiques et chimiques appropriées.

Les principales méthodes de construction de digues sont la méthode de rehaussement en aval, en amont et de l'axe central (Figure 2-1). La méthode en amont est la moins chère des trois méthodes, car une plus petite quantité de matériaux de construction est nécessaire (Vick, 1990; Aubertin et Chapuis, 1991; Soares et al., 2000). Habituellement, la construction des digues débute avec une digue de départ (ou d'amorce) construite avec des matériaux d'emprunt, d'une hauteur suffisante pour être capable de stocker des résidus pour un temps de deux à trois ans (Vick, 1990). Par la suite, les rehaussements des digues des parcs à résidus se fait progressivement selon les besoins de la mine (production des résidus) au fil de temps.

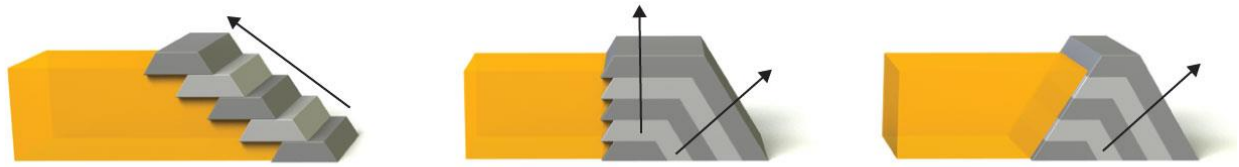


Figure 2-1. Méthode de construction de digues avec rehaussement amont, de l'axe central et aval (tirée de Kiernan, 2016)

La méthode amont est traditionnellement utilisée quand les résidus miniers sont déposés avec des lances à robinet ou des hydrocyclones. La construction débute avec la digue de départ. À partir de la crête de cette digue commence le déversement des résidus miniers en forme de pulpe. Pendant la déposition, les résidus peuvent subir une ségrégation le long de la plage, avec les particules grossières déposées proches du point de déversement et les particules fines se déplaçant plus loin, générant une pente proche de 1 % approximativement (Vick,1990; Aubertin *et al.*, 2002a, 2011). Avec cette technique la partie plus élevée de la digue repose sur des résidus miniers de granulométrie fine et peu consolidées, avec une résistance faible au cisaillement et une susceptibilité à la liquéfaction élevée (Aubertin *et al.* 2002a,b, 2011; Verdugo et Viertel, 2004). Aussi, le contrôle de la nappe phréatique et de la capacité de stockage d'eau peut s'avérer plus difficile (Vick, 1990). Cette technique peut être utilisée dans une région à faible risque sismique. Le taux de rehaussement doit être relativement faible afin de ne pas générer de grandes surpressions de l'eau interstitielle à l'intérieur du dépôt, ce qui pourrait entrainer une zone instable et/ou la liquéfaction statique sous la digue (Figure 2-2) (Vick, 1990; Aubertin *et al.*, 2011).

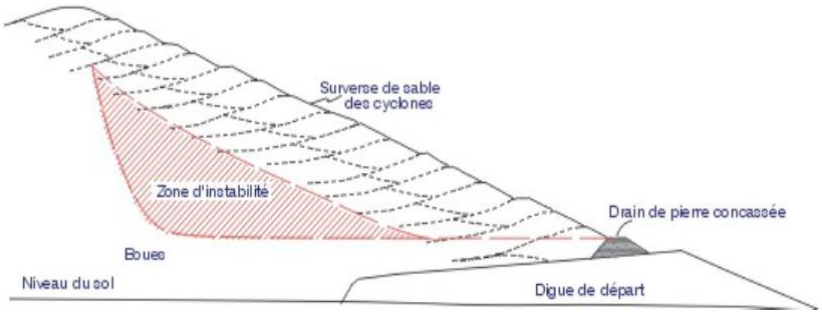


Figure 2-2. Zone d'instabilité potentielle dans un parc à résidus avec une digue construite par la méthode amont (tirée d'Aubertin *et al.* 2002a).

2.1.1 Les résidus miniers de roche dure

Les rejets de concentrateur, appelés aussi résidus miniers (ou seulement résidus), sont le résultat du broyage de la roche et de l'extraction des minéraux ayant une valeur économique. Typiquement, les résidus miniers sont transportés sous forme de pulpe et entreposés dans le parc à résidus. Ces résidus peuvent aussi être retournés dans la mine sous forme de remblai hydraulique ou de remblai en pâte cimentée, ou déposés en surface sous forme de résidus densifiés (Martin et al. 2006). Dans le cas où ils ne sont pas réactifs, la partie grossière des rejets de concentrateur (taille du sable) peut être utilisée pour la construction de digues du parc à résidus (Aubertin et al., 2002a,b; 2011).

Les caractéristiques physiques et le comportement des résidus dépendent grandement de la composition de la roche mère, de la procédure de traitement minéralurgique au concentrateur (granulométrie et angularité), des méthodes employées pour leur transport et leur déposition ainsi que de l'évolution de leurs propriétés dans le temps (Vick, 1990). Sur la base des caractéristiques de la roche mère et du type de comminution, les résidus peuvent être classifiés comme des résidus de roche tendre ou dure, et des résidus fins ou grossiers (Vick, 1990). La plupart des roches du Bouclier canadien, incluant le Québec, sont des roches dures. Dans cette recherche, l'accent sera mis sur les résidus de roche dure, dont la cohésion effective est nulle (ou très faible).

Qiu et Sego (2001) et Bussière (2007) ont présenté un résumé des caractéristiques des résidus de différents résidus miniers de roche dure du Québec, du Canada et d'ailleurs. La granulométrie de ces résidus est généralement assez fine avec des pourcentages allant de 60 à 100 % de particules fines (< 75 microns) par masse (Figure 2-3). En général, le pourcentage de particules fines pour les résidus du Québec varie entre 70 et 90 % (Bussière, 2007). L'indice de plasticité de ces résidus est inférieur à 10 % et il est souvent nul (Aubertin et al., 2002a,b, 2011), mais il peut augmenter s'il y a présence de minéraux argileux (Aubertin et al. 2011). Selon le système de classification unifiée des sols (USCS; Holtz et Kovacks, 1991), les résidus des roches dures sont habituellement classés comme des « silts sableux ou silts non plastiques de type (ML) » (Aubertin et al. 2002a,b).

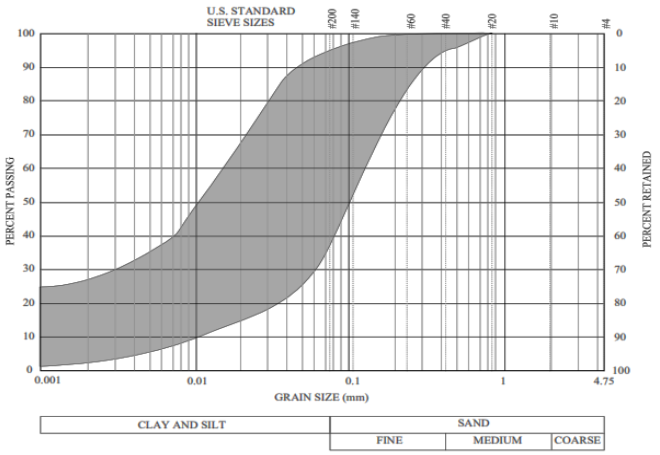


Figure 2-3. Enveloppe des granulométries des résidus du concentrateur des roches dures (tirée de James, 2009)

La densité relative, D_r, des grains de résidus varie de 2.6 à des valeurs supérieures à 4.0 (Bussière, 2007). La valeur du D_r dépend de la minéralogie de la roche (Aubertin et al.,2002a; Bussière, 2007); la présence de minéraux sulfureux et de métaux donne des valeurs plus élevées.

L'indice de vides, *e*, varie durant les différentes étapes de la consolidation du parc à résidus en fonction de la contrainte verticale. Sa valeur est souvent comprise entre 0.60 et 0.85 pour les contraintes typiques dans les parcs à résidus (Essayad, 2015 ; Boudrias 2018). La masse volumique sèche varie aussi en fonction de la contrainte effective, le degré de consolidation et la densité relative. James (2009) a mesuré expérimentalement des valeurs de 21.8 à 23.6 kN/m^3 pour les résidus d'une mine d'or avec une densité relative des grains (élevée) D_r de 3.88.

Le coefficient de consolidation des résidus c_v de la fraction fine a des valeurs typiques allant de 0.001 à 0.1 cm²/s; celui de la fraction grossière présente des valeurs allant de 0.1 à 100 cm²/s (Bussière, 2007; Aubertin et al., 2011). L'indice de compression, C_c , prend des valeurs allant de 0.10 à 0.30 pour la fraction fine et de 0.05 à 0.15 pour la fraction grossière (Aubertin et al. 2011). La conductivité hydraulique saturée se situe généralement entre 10^{-2} et 10^{-4} cm/s pour la fraction grossière et 10^{-4} et 10^{-6} cm/s (ou moins) pour la fraction fine (Bussière, 2007; Aubertin et al., 2011).

D'après Vick (1990) l'angle de frottement interne, ϕ', des résidus miniers peut-être 6° supérieur à celui des sols naturels (sable ou silt) parce que les particules sont en général plus dures et angulaires. En condition drainée, l'angle de frottement interne, ϕ', varie de 33° à 41° pour la fraction grossière et de 30° à 37° pour la fraction fine. Des valeurs de l'angle de frottement interne

ϕ' entre 36,5 et 38 ° ont été mesurés pour les résidus d'une mine d'or du Québec (Poncelet 2012; Contreras 2013; Grimard et al. 2020). La valeur de ϕ' tend à diminuer avec l'augmentation de la contrainte normale. L'angle de frottement à volume constant, ϕ'_{cv}, est d'environ 35 ° (état critique). En conditions non drainées, la valeur de ϕ en contrainte totale est plus faible et peut même s'avérer nulle (selon les conditions de chargement et la pression interstitielle). La cohésion non drainée, c_u, peut prendre des valeurs allant jusqu'à 50 kPa (Aubertin et al. 2002a,b, 2011). Le rapport c_u/σ'_v (σ'_v : contrainte verticale effective) serait proche de 0,22 pour les résidus normalement consolidés (Vick, 1990).

2.1.2 La roche stérile

La roche stérile est le matériau excavé pour atteindre le minerai ou pour la construction des ouvertures souterraines pour l'exploitation de la mine (e.g. puits de ventilation et galeries d'accès). La quantité de stériles produite pour arriver à la zone minéralisée dépendra de la méthode d'exploitation, soit entre 5 % et 15 % du total de la roche extraite pour les mines souterraines et 60 % ou plus pour les mines à ciel ouvert (Aubertin et al. 2008).

Les roches stériles peuvent être utilisées pour le remblayage d'ouvertures souterraines et la construction des ouvrages de surface, mais elles sont souvent entreposées dans des empilements appelés «haldes à stériles » (Aubertin et al., 2002a). Les stériles issus de roches dures sont composés de particules dont la taille varie du silt à des blocs de 1 m, avec une courbe granulométrique très étalée (Aubertin et al., 2002a, 2011). Leurs caractéristiques sont déterminées par les propriétés de la roche mère qui a été dynamitée (James, 2009). Le fuseau granulométrique de la Figure 2-4 montre la grande variation des tailles de particules des roches stériles.

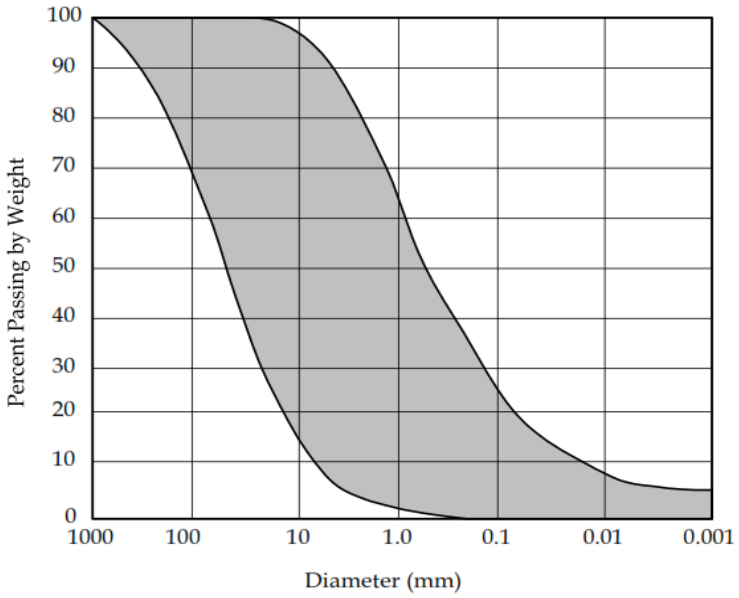


Figure 2-4. Fuseau granulométrique typique des stériles de roches dures
(tirée de James, 2009)

La résistance au cisaillement des stériles dépend de la densité (degré de compaction), de la granulométrie et du degré d'altération (Williams et al., 1983; Maknoon, 2016). McLemore et al. (2009) ont compilé des données sur l'angle de frottement interne pour des haldes à stériles de 19 mines, obtenant un angle variant de 38° à 45°. Williams (2000) donne une valeur de l'angle de frottement interne entre 40° et 50°, où les valeurs inférieures correspondent à des matériaux altérés ou concassés de granulométrie plus fine et la limite supérieure à des matériaux grossiers non altérés densifiés.

Pour les stériles de roches dures, divers auteurs dont Linero et al. (2007) et Ovalle et al. (2020) ont montré que l'augmentation de la contrainte de confinement peut provoquer une diminution de l'angle de frottement de 51° à 32° en raison de l'écrasement et la rupture des particules. Ils notent que cette tendance et les valeurs obtenues sont similaires à ce qui est obtenu pour l'enrochement, et que la plupart des valeurs se trouvent à l'intérieur du fuseau proposé par Leps (1970) pour l'enrochement. Linero et al. (2007) ont toutefois proposé une limite inférieure un peu en dessous de celle proposée par Leps (1970). Ces auteurs ont aussi conclu que le module de déformation des stériles est inférieur à celui rapporté dans la littérature pour les matériaux granulaires et pour l'enrochement; la valeur du module dépend de plusieurs facteurs y compris le degré de compaction

du matériau, la contrainte effective de confinement (Maknoon, 2016), et la granulométrie (Williams et al. 1983).

La cohésion des stériles de roche dure en conditions drainées (ou sèches) est très faible, i.e. inférieure à 10 kPa, et souvent proche de zéro (Aubertin et al., 2011b). La cohésion apparente (due à la succion) peut varier avec la teneur en eau en conditions non saturées, mais elle est généralement faible en raison de la granulométrie grossière (Maknoon, 2016).

La densité relative, D_r, des roches stériles varie avec leur minéralogie, comme c'est le cas des résidus miniers. Des valeurs allant de 1.81 à 2.84 ont été rapportées par McLemore et al., (2009), mais elle peut être nettement plus grande en présence de minéraux métallifères (e.g. Martin et al. 2019). La masse volumique varie en fonction du degré de compaction dans les haldes; par exemple, elle varie de 1.6 t/m^3 à 2.2 t/m^3 selon Williams (2000).

Les propriétés hydrauliques (saturées et non saturées) des stériles sont influencées par la granulométrie et la densité sur place. Morin et al. (1991) donnent des valeurs pour la conductivité hydraulique saturée in situ proche de 10^{-2} m/s pour des porosités de 35 à 40 % dans des stériles de roches ignées. Des valeurs étalées, du même ordre de grandeur, sont rapportées par Peregoedova et al (2013), Martin et al. (2019) et Essayad (2021). La conductivité hydraulique saturée des stériles estimé à partir de l'équation de prédiction proposé par Peregoedova et al. (2013) donne des valeurs proches de celles obtenus au laboratoire (Essayad, 2021).

2.1.3 Les eaux dans la mine

Les opérations minières utilisent de grands volumes d'eau, qui peuvent varier par exemple de 4 000 à 22 000 litres par tonne de minerais d'or extraite (Aubertin et al. 2002a). Les eaux usées dans les opérations minières comprennent l'eau de la mine, l'eau des procédés et l'eau circulée à travers les rejets, le concentré ou le minerai.

Le stockage des eaux est fait dans les bassins du parc à résidus. Le stockage d'eaux à l'intérieur des parcs à résidus avec nappe élevée (pour des besoins opérationnels ou environnementaux) tend à augmenter le risque d'une rupture et les impacts associés (aire de contamination). Lorsqu'une brèche se produit dans une digue de parc à résidus, le volume de sortie inclus l'eau du bassin, les résidus érodés et les résidus liquéfiés (submergés et saturés) et les matériaux de la zone d'affaissement (CDA, 2019). Ce volume de sortie peut être très grand (Rana et al. 2021), pouvant

atteindre de 1% à près de 100% du volume total emmagasiné (CDA, 2019); en moyenne, environ le tiers du volume du parc à résidus est relâché (Small et al. 2017).

2.2 Ruptures de parcs à résidus

Les parcs à résidus sont des structures d'une durée de vie souvent indéterminée, plus vulnérables que d'autres types de barrage conventionnels (Rico et al. 2007). L'histoire démontre que même à notre époque les défaillances des parcs à résidus sont encore relativement fréquentes, avec au moins une rupture importante par année dans le monde (Davies, 2002; Aubertin et al. 2002b, 2011; Azam et Li, 2010; Roche et al. 2017). Rana et al. (2021) ont estimé à partir de bases de données que des ruptures avec un volume de sortie supérieures à 1 M m^3 surviennent à un intervalle de récurrence de 2 à 3 ans. Des exemples récents de rupture incluent celles du parc à résidus de la mine Mount Polley, en Colombie-Britannique au Canada en 2014, de Germano-mine en Minas Gerais au Brésil, en 2015, et de la mine de Brumadinho au Brésil, en 2019, ainsi que Yichum Lumming Mining en Chine en 2020. Ceci démontre que, malgré l'avancement des connaissances sur le comportement de ces ouvrages, des ruptures importantes sont encore présentes.

Historiquement, les principales causes d'instabilité des digues de rétention des parcs à résidus ont été le débordement en crête, l'instabilité des pentes, l'érosion régressive et externe, les problèmes dans la fondation, les dommages d'origine sismique et le mauvais fonctionnement des ouvrages d'évacuation (ICOLD 2001; Aubertin et al. 2002b; Bowker et Chambers 2017; Roche et al. 2017). Les Figure 2-5 et 2-6 montrent le nombre d'incidents par type, tirées d'un compendium d'incidents et de ruptures de digues à travers le monde réalisé par ICOLD (2001) (voir aussi Rana et al. (2021). Les résultats montrent que le plus grand nombre de ruptures est dû à l'instabilité des talus et le débordement, suivi des évènements sismiques (voir aussi Roche et al. 2017; Chambers, 2019; Lyu et al, 2019; Santamarina et al. 2019). Également, les résultats montrent que la plupart des incidents se produisent dans les digues construites avec la méthode amont (qui correspondraient à 37% du total des structures, selon Franks et al. 2021) et que le nombre d'évènements dans des parcs à résidus actifs est très élevé.

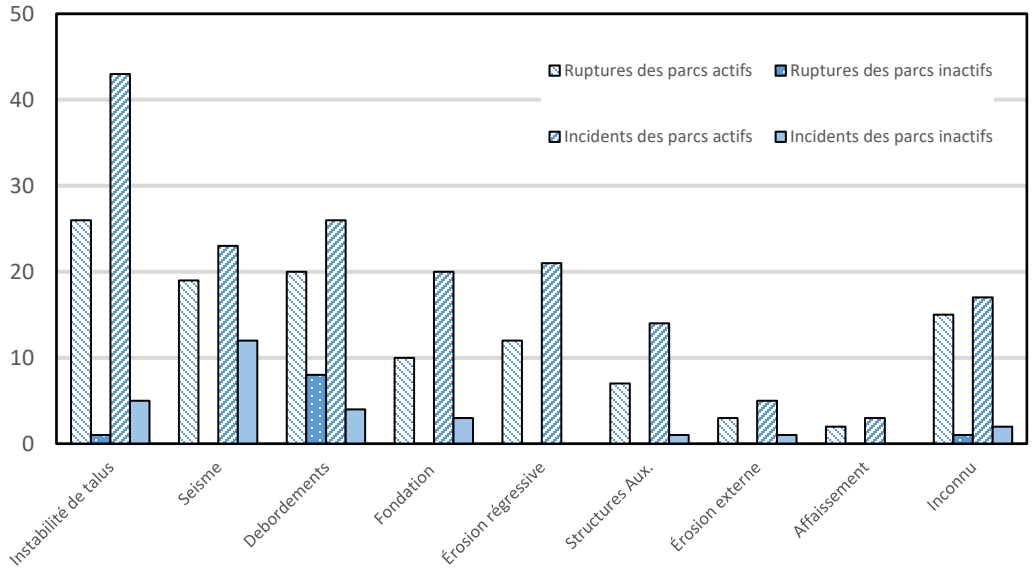


Figure 2-5. Nombre de ruptures et incidents par type de cause a) Modifiée d'ICOLD (2001) pour 221 cas.

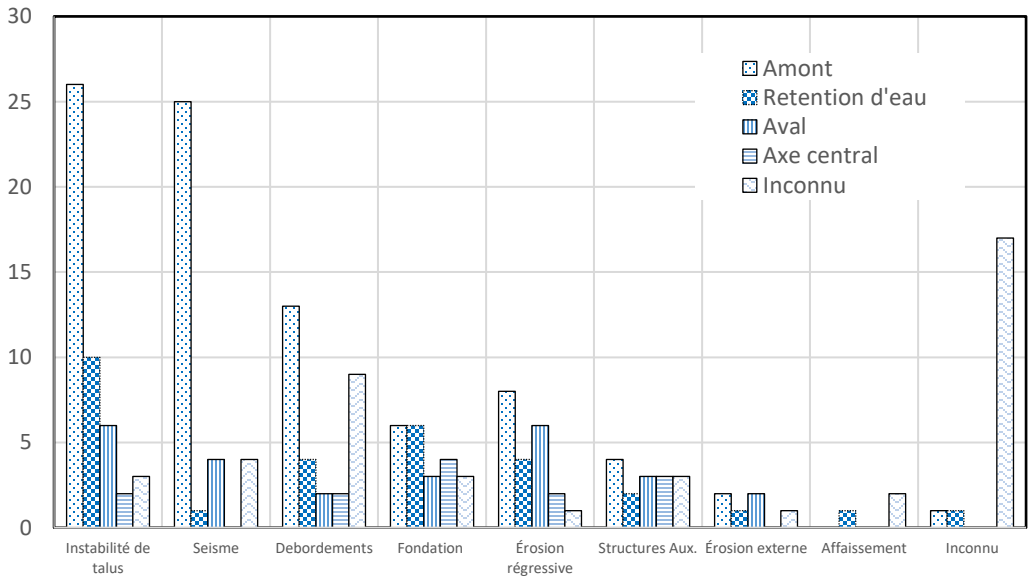


Figure 2-6. Nombre de ruptures et incidents par cause et selon la méthode de construction de la digue (modifiée d'ICOLD, 2001).

Les évènements sismiques entrainent des charges dynamiques horizontales sur les digues de rétention et le développement de pressions interstitielles en excès dans les résidus miniers. Ceci engendre un risque de liquéfaction de ceux-ci, avec des charges supplémentaires sur les digues. De

plus, il y a un risque d'augmentation de la pression d'écoulement à l'intérieur de la digue due à la dissipation de la pression interstitielle en excès dans les résidus (James et Aubertin. 2012). La combinaison de ces effets peut donner suite à une rupture de la digue de rétention ou de l'ensemble du parc à résidus pendant la phase sismique ou post sismique. Des évènements sismiques antérieurs ont par exemple provoqué la liquéfaction et la rupture de parcs à résidus à Mochikoshi (1978) (Seid-Karbasi et Byrne, 2004) et Hokkaido (1968) (Ishihara et al., 1990) au Japon ; Tapo Canyon (1994) aux États-Unis (Harder et Stewart, 1996) ; Cerro Negro (1965 et 1985) (Villavicencio et al., 2014), Barahona (1928) (Rico et al. 2007), Los Maquis (1965) (Villavicencio et al., 2014), Veta d'Agua (1985) (Castro et Troncoso, 1989) et El Cobre (1965) (Bligth et Fourie, 2003) au Chili.

L'évaluation de la stabilité sismique et post-sismique est donc une question importante pour l'industrie minière, notamment en raison des conséquences néfastes d'une défaillance. L'utilisation de nouvelles méthodes pour la prédiction et l'amélioration de la stabilité sismique et post sismique des parcs à résidus et la réduction du risque environnemental est nécessaire.

2.2.1 Techniques d'amélioration de la stabilité des parcs à résidus

2.2.1.1 Densification des résidus

Du point de vue sismique, la réponse du système est fortement affectée par l'indice de densité initial des résidus miniers (Biondi et al., 2000). Il existe des techniques de densification des résidus comme les résidus épaissis « thickened tailings, TT », en pâte « paste tailings, PT » et filtrés « filtered tailings, FT » (Martin et al. 2006). Ces techniques visent à diminuer la teneur en eau dans les résidus, ce qui est avantageux d'un point de vue de la stabilité géotechnique.

Les résidus épaissis (TT) sont le résultat de l'extraction d'eau de ceux-ci, générant ainsi un résidu avec un contenu en solides de 50 à 70 % (massique), avec un comportement visqueux. Cette technique permet d'augmenter la capacité d'entreposage, de diminuer l'infiltration et le risque de liquéfaction ainsi que de minimiser l'ampleur des digues de retenue étant donné la condition autoportante homogène obtenue (Robinsky, 1999). Cependant, cette technique engendre certains désavantages comme l'incertitude sur le changement de propriétés des résidus avec le temps, la susceptibilité à la liquéfaction (surtout pour les résidus fortement saturés, pendant la saison pluvieuse ou à la fonte de neige; Verdugo et Santos, 2009) et le risque accru de production de drainage minier acide (Bussière, 2007). Vick (1990) recommande cette technique sur sites avec

une topographie relativement plate et à des endroits à faible risque sismique. Au Chili (pays avec une risque sismique élevé), le projet Centinela (2011) implique des résidus épaissis (solides 65%) entreposés au parc à résidus avec des digues construites par la méthode en aval (Consejo Minero, 2022)

Les résidus filtrés (FT) sont obtenus en utilisant des filtres à hautes pressions pour obtenir une teneur en solides de 80 à 90 % environ. Le matériel obtenu peut être manipulé à l'aide d'équipements mécaniques pour le transport des sols et remblais. Cette technologie est considérée plus couteuse que les résidus conventionnels, mais a certains avantages dans les régions arides, dans les endroits à très haut risque sismique et dans les régions nordiques (Davies, 2011). Le résidu filtré a une densité relativement grande et une faible teneur en eau initiale. Cependant, la teneur en eau tend à augmenter avec le temps en raison des infiltrations et des effets capillaires, ce qui peut affecter leur stabilité.

2.2.1.2 Inclusions de roche stérile

Selon Wickland et al. (2005), la co-disposition de résidus miniers et de la roche stérile à l'intérieur des parcs viserait principalement à prévenir les problèmes de contamination et de liquéfaction. Cette combinaison de stériles et résidus miniers peut se faire de diverses façons, selon le degré de mélange et la méthode de mise en place.

Les inclusions de roche stérile ont été proposées par Aubertin et al. (2002b). La technique comprend l'ajout d'une couche mince (environ 1m) de roche stérile qui couvre en partie le fond du parc et la face amont des digues pour améliorer le drainage. Elle comprend surtout la construction d'un réseau continu de roches stériles construit à l'intérieur du parc. Ces inclusions verticales sont rehaussées séquentiellement au fur et à mesure de la déposition des résidus.

Les inclusions verticales de roches stériles à l'intérieur du parc à résidus ont un rôle similaire aux drains verticaux (sable, gravier, « wick drains »), à savoir :

- Renforcement du dépôt du sol, afin de réduire les déformations de cisaillement et la pression interstitielle en excès générée par un séisme.
- Fournir un chemin de drainage pour accélérer la dissipation de la pression interstitielle en excès produite pendant et après un séisme. Le réseau des colonnes drainantes (stériles) doit

avoir une conductivité hydraulique de quelques ordres de grandeurs plus élevée que les sols (résidus) pour fournir des chemins de drainage préférentiels.

- Compression ou densification des sols. Les inclusions de roches stériles permettent l'augmentation de la vitesse de consolidation des résidus.
- Abaisser le niveau de l'eau pour réduire le degré de saturation du dépôt. Les inclusions de roches stériles permettent de contrôler le niveau phréatique et d'abaisser la pression interstitielle à l'intérieur du parc.

James et Aubertin (2009, 2010, 2012) ont décrit les principales caractéristiques des inclusions de roches stériles, qui permettent : (i) la compartimentation des résidus miniers; (ii) l'accélération du drainage et de la consolidation; (iii) l'augmentation de la stabilité statique et sismique; (iv) la diminution du volume de stockage dans les haldes de stériles; et (v) le contrôle du drainage minier acide (DMA) (voir aussi James et al. 2013, 2017; Aubertin et al. 2021).

L'espacement des inclusions est un des paramètres plus importants à considérer à la fois pour la stabilité et pour l'amélioration du drainage et de la consolidation des résidus (e.g. Jaouhar et al., 2013; L. Bolduc et Aubertin, 2014; Saleh Mbemba, 2016; Boudrias, 2018, Saleh Mbemba and Aubertin, 2021); les travaux menés sur cet aspect ont notamment montré que la vitesse de dissipation de la pression interstitielle en excès augmente avec la présence d'inclusions jusqu' à une distance d'environ deux fois l'épaisseur des résidus (Saleh Mbemba et al. 2019).

L'évaluation des effets des inclusions de roches stériles sur la stabilité dynamique des parcs à résidus a été réalisée par James (2009), James et Aubertin (2012), Ferdosi et al. (2015a, 2015b), Aubertin et al. (2019), Jahanbakhshzadeh et al. (2019), Zafarani et al. (2020), et Contreras et al. (2020). Ces travaux de modélisation numérique ont démontré l'efficacité des inclusions de roche stérile (IRS) pour améliorer la stabilité sismique (et statique) pour des séismes de haute et basse fréquence, mais sans fournir de critères de conception spécifique. Ils ont aussi montré que l'efficacité des inclusions des roches stériles dépend de plusieurs facteurs tels que : (i) la géométrie des digues et des inclusions (dimensions, espacement, forme); (ii) les propriétés hydrologiques et géotechniques des roches stériles et des résidus miniers; (iii) du niveau de sollicitation et type fréquence sismique (haute ou basse); et (iv) de l'épaisseur du dépôt.

Les effets bénéfiques des IRS (« Waste rock inclusions, WRI ») résultent des meilleures propriétés mécaniques et hydrogéologiques des stériles, par rapport à celles des résidus miniers. Les inclusions augmentent la rigidité globale et la résistance du parc à résidus ce qui permet lors d'un séisme de réduire la déformation résultante, même si les inclusions ne parviennent pas à réduire significativement la génération des pression interstitielles en excès ni la liquéfaction. Les inclusions accélèrent néanmoins le processus de retour à l'équilibre post séisme, en partie grâce au chemin de drainage créé dans les résidus miniers (qui augmente la vitesse de consolidation, leur densité et l'amélioration des propriétés géotechniques).

2.2.2 Comportement géotechnique des résidus miniers

Le comportement des sols pulvérulents, incluant ici celui des résidus miniers de roche dure, est essentiellement contrôlé par l'interaction mécanique directe de frottement entre les particules. Le type de comportement volumique (contractant ou dilatant) est alors déterminé par l'état (contrainte et indice de vides) relatif à la ligne d'état critique (Figure 2-7) qui caractérise le comportement à volume constant pour chaque niveau de contrainte. La ligne d'état critique distingue les comportements contractant et dilatant (Kramer, 1996); un sol (lâche) avec un état initial au-dessus de la ligne d'état critique a un comportement contractant, et il est dilatant pour un indice des vides plus faible i.e. lorsque le sol est plus dense que l'état critique (Figure 2-7). Lorsque cet état limite (ou critique) est atteint pour une contrainte donnée, le sol continue à se déformer sans changer de volume en conditions drainées; dans des conditions non drainées, la pression interstitielle reste constante (Muir Wood 1991; Mitchell et Soga 2005).

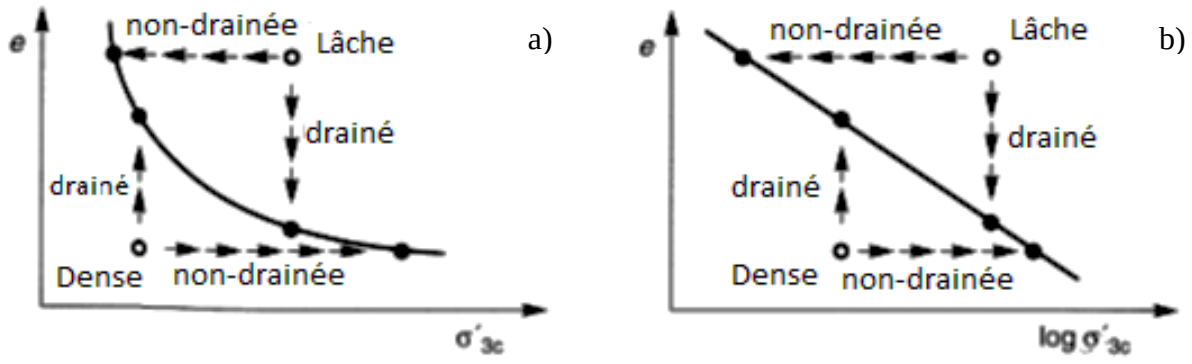


Figure 2-7. Schématisation de cheminements vers la ligne d'état critique (flèches vers le trait plein) : a) échelle arithmétique b) échelle logarithmique (adaptée de Kramer, 1996)

La Figure 2-8 montre le comportement typique des sols pulvérulents (dans ce cas-ci, un sable) à différents états de densité: lâche, moyennement dense et dense. Le comportement contrainte-déformation à l'état non-drainé montré à la Figure 2-8a permet d'évaluer si le sol a un comportement avec écrouissage («strain hardening», état dense) ou avec affaiblissement ou ramollissement («strain softening», état lâche). L'écrouissage du sol augmente sa résistance avec la déformation jusqu'à un plateau (état limite, ou critique); le ramollissement du sol en phase post-pic correspond à une diminution de la contrainte avec la déformation au-delà de la valeur maximale de résistance jusqu'à atteindre la résistance résiduelle correspondant à l'état limite (ou critique). Entre ces deux types de comportement, on peut observer un comportement de sol moyennement dense qui combine les deux types, i.e. un ramollissement suivi d'un écrouissage après le quasi-état limite.

La réponse de la pression interstitielle (Figure 2-8b) en condition de chargement non-drainée varie aussi en fonction de la densité (ou l'indice des vides). À l'état lâche, il y a augmentation de la pression interstitielle due à la contraction, ce qui diminue la contrainte effective jusqu'à ce que le sol atteigne l'état limite où la pression se stabilise. À l'état dense, il y a d'abord augmentation de la pression interstitielle (contraction) jusqu'à la ligne de transformation de phase où la pression commence à diminuer (due à la dilatance) ce qui augmente la contrainte effective jusqu'à atteindre l'état limite.

Les cheminements de contraintes montrés aux Figure 2-8c et 2-8d permettent l'identification des lignes d'instabilité et de transformation de phase, pour chaque état de densité. Pour le sable à l'état lâche, le début du cisaillement engendre une baisse de la contrainte moyenne ($p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/3$ (kPa)) alors que la contrainte déviatorique ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ (kPa)) augmente jusqu'au point de résistance maximale du sol. À partir de ce point, p' et q commencent à diminuer (à la ligne d'instabilité) pour atteindre l'état limite ou une contrainte effective proche de zéro (correspondant à la liquéfaction). Le sable à l'état dense montre au début du cisaillement une diminution de p' jusqu'au point où débute le comportement dilatant (ligne de transformation de phase). Il y alors augmentation de p' jusqu'à ce que sol atteigne l'état limite (critique).

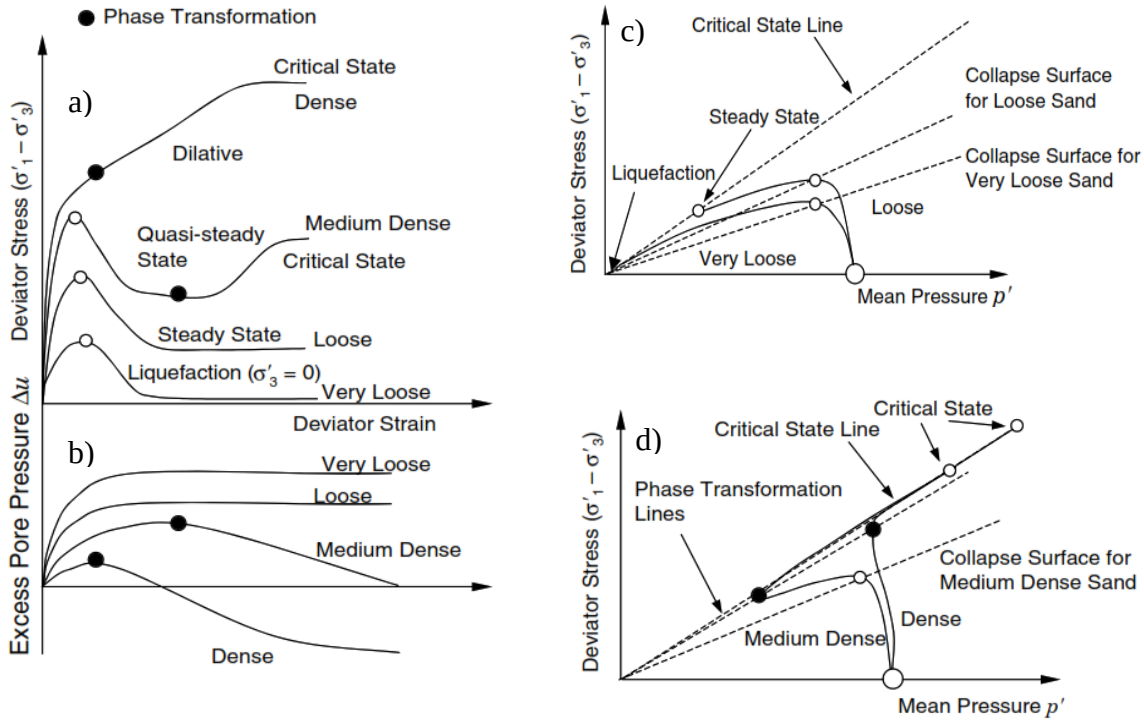


Figure 2-8. Réponses caractéristiques du sable soumis à un chargement en cisaillement non drainé, pour différentes densités initiales : a) réponse contrainte-déformation b) pression interstitielle c) cheminement des contraintes pour des densités très lâche et lâche d) cheminement pour des densités moyennement dense et dense (tirée de Mitchell et Soga, 2005)

2.2.3 Liquéfaction et mobilité cyclique

La liquéfaction des sols pulvérulents peut se produire sous conditions statiques et dynamiques. Lorsqu'un sol pulvérulent saturé ne peut pas dissiper la pression interstitielle en excès générée par le chargement, en raison de la faible perméabilité ou de la grande vitesse du chargement, il y a une diminution de la contrainte effective qui favorise le développement de déformations au cisaillement (Mitchell et Soga, 2005).

Les sables lâches sont susceptibles à la liquéfaction sous charge statique, ce type de comportement a été décrit par Castro (1969). La liquéfaction statique se produit dans les sols pulvérulents saturés lorsqu'il est soumis à un chargement statique non drainé qui l'amène à l'état limite. Le chargement non drainé doit être assez grand pour que la résistance au cisaillement non drainée disponible soit dépassée, et que l'état du sol soit au-delà de la ligne d'instabilité (ou ligne d'initiation de la

liquéfaction). Une fois que le sol a liquéfié, des déformations importantes peuvent se produire (Holtz et Kovacs, 1991 ; Mitchell et Soga, 2005). Une des causes de la liquéfaction statique est la perte de confinement latéral lorsqu'une brèche se forme dans la digue, (Blight et Fourie, 2003) dont les causes peuvent être l'instabilité de talus tout seul, la combinaison de différents mécanismes comme un débordement, l'érosion régressive suivie par un débordement, ou un débordement suivi d'érosion ou de problèmes dans la fondation (Davies, 2002; Blight et Fourie, 2003).

L'initiation de la liquéfaction est indépendante du type de chargement (Vaid et Chern,1985). Par conséquent, l'état limite et ligne d'instabilité dans un sol contractant peuvent être atteint par une charge monotone ou cyclique. La Figure 2-9 montre un sol avec un cisaillement statique initial (point A) qui est chargé de forme monotone statique (chemin AB) et de forme cyclique (chemin AD). Les deux types de chargement amènent le sol à la ligne d'instabilité à des niveaux différents de contraintes (point B et D respectivement), mais une fois que les échantillons sont sur la ligne d'instabilité, les deux chemins de contraintes migrent vers le point d'état limite où des déformations excessives peuvent se produire à des contraintes constantes (Kramer, 1996).

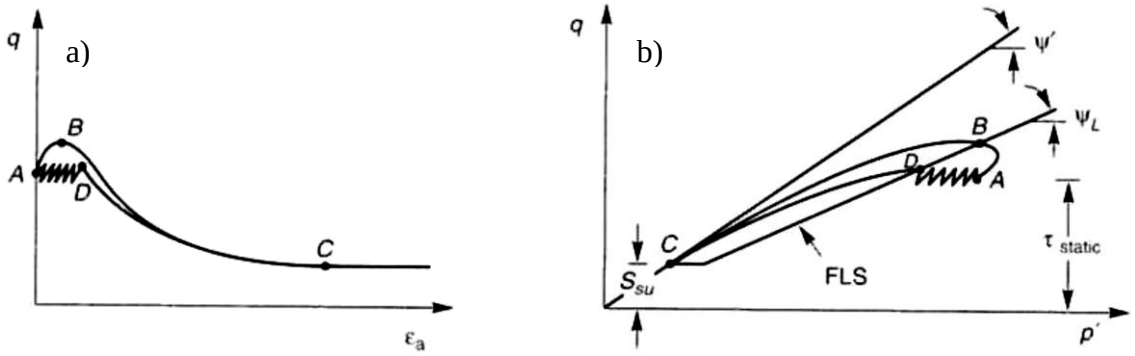


Figure 2-9. Réponse d'un sol sous une charge non drainée monotone et cyclique pour un sol contractant a) contrainte vs déformation b) cheminement des contraintes
(tirée de Kramer, 1996)

Un comportement typique associé à la liquéfaction sous chargement cyclique est montré dans la Figure 2-10 pour un essai triaxial cyclique. La déformation axiale des échantillons (Figure 2-10a, d) est faible, presque nulle pour les premiers cycles de chargement. Cependant, une fois que les sols atteignent la ligne d'instabilité, l'accumulation de déformation débute et augmente rapidement jusqu'à atteindre des valeurs de 13 % et 25 %. Dès le début du chargement cyclique, la pression interstitielle augmente à chaque cycle de charge, diminuant aussi la contrainte effective, jusqu'à

atteindre la ligne d'instabilité suivie de l'état limite (Figure 2-10b, e). Avec quelques cycles de chargement additionnels, la pression interstitielle atteint la pression de confinement. À ce moment-là, le sol présente des états de contraintes effectives nulles entre chaque cycle de charge, et de grandes déformations se développent (Holtz et Kovacs, 1991).

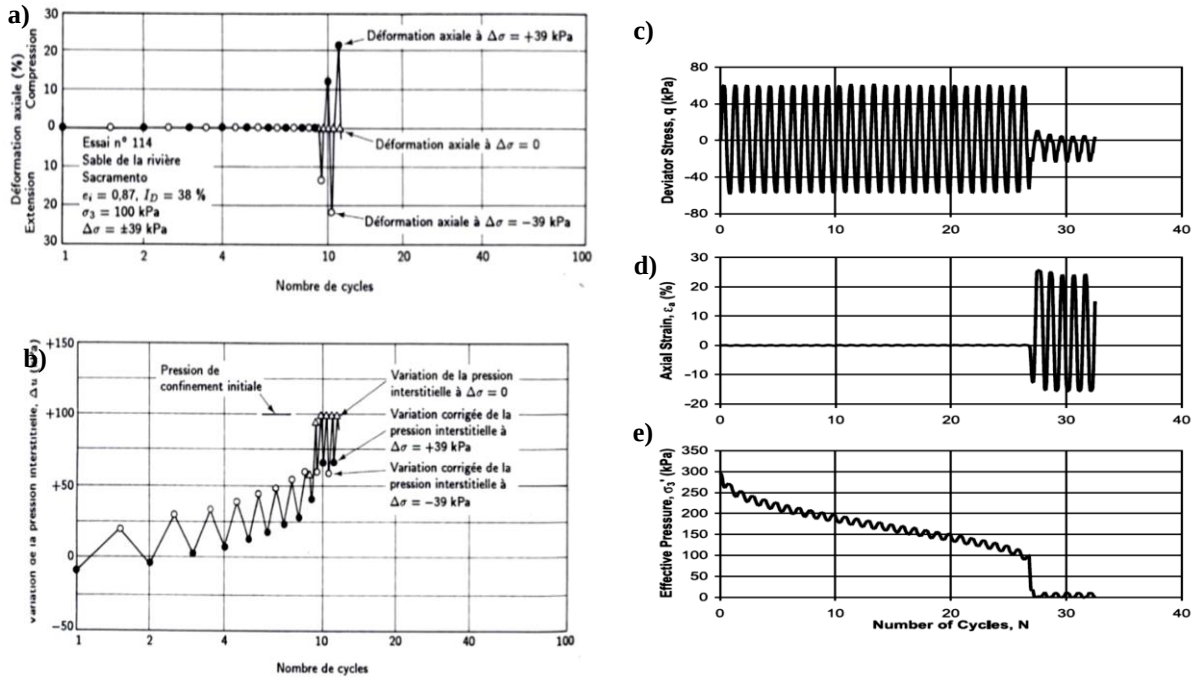


Figure 2-10. Résultats des essais triaxiaux, avec un comportement de type liquéfaction, sur un sable à l'état lâche a), b) tirée de Holtz et Kovacs (1991) et c), d) et e) tirée Grozic *et al.* 2000

En somme, lorsque les sols pulvérulents sont soumis à un chargement cyclique, la réponse du sol à ce chargement peut produire des déformations soudaines et une perte de résistance importante, ce type de comportement peut être associé à la liquéfaction. Cependant, si la réponse du sol est de développer des déformations de façon progressive et une légère perte de résistance, ce type de comportement peut être associé à la mobilité cyclique. En général les différences entre ces deux types de comportements dépendent de la densité initiale des matériaux, comme illustré dans la Figure 2-11 montrant un exemple d'un essai triaxial cyclique non drainé avec une amplitude et une fréquence constante pour un sable, mais pour des états de densité différents (lâche, moyenne et dense).

Sur tous les échantillons, le cheminement de contraintes se déplace vers la gauche à chaque cycle de chargement. Dans le cas de l'échantillon à l'état lâche (Figure 2-11a), après un nombre de cycles

déterminé, le sol atteint la ligne d'instabilité, et q diminue graduellement pour atteindre l'état limite avec des contraintes effectives égales ou proches de zéro en engendrant de grandes déformations (liquéfaction). À partir d'un certain nombre de cycles, l'échantillon moyennement dense (Figure 2-11b) atteint aussi la ligne d'instabilité en provoquant une diminution de q, ce qui s'accompagne d'une déformation importante jusqu'à ce que le sol atteigne la transformation de phase (quasi état limite). Ensuite, il y a une augmentation de q et la déformation continue sans atteindre l'état limite (liquéfaction limitée). Dans le cas de l'échantillon dense (Figure 2-11c), le chemin de contraintes rencontre la ligne de transformation de phase, c'est-à-dire que la déformation augmente graduellement sans que l'échantillon arrive à l'état limite (mobilité cyclique).

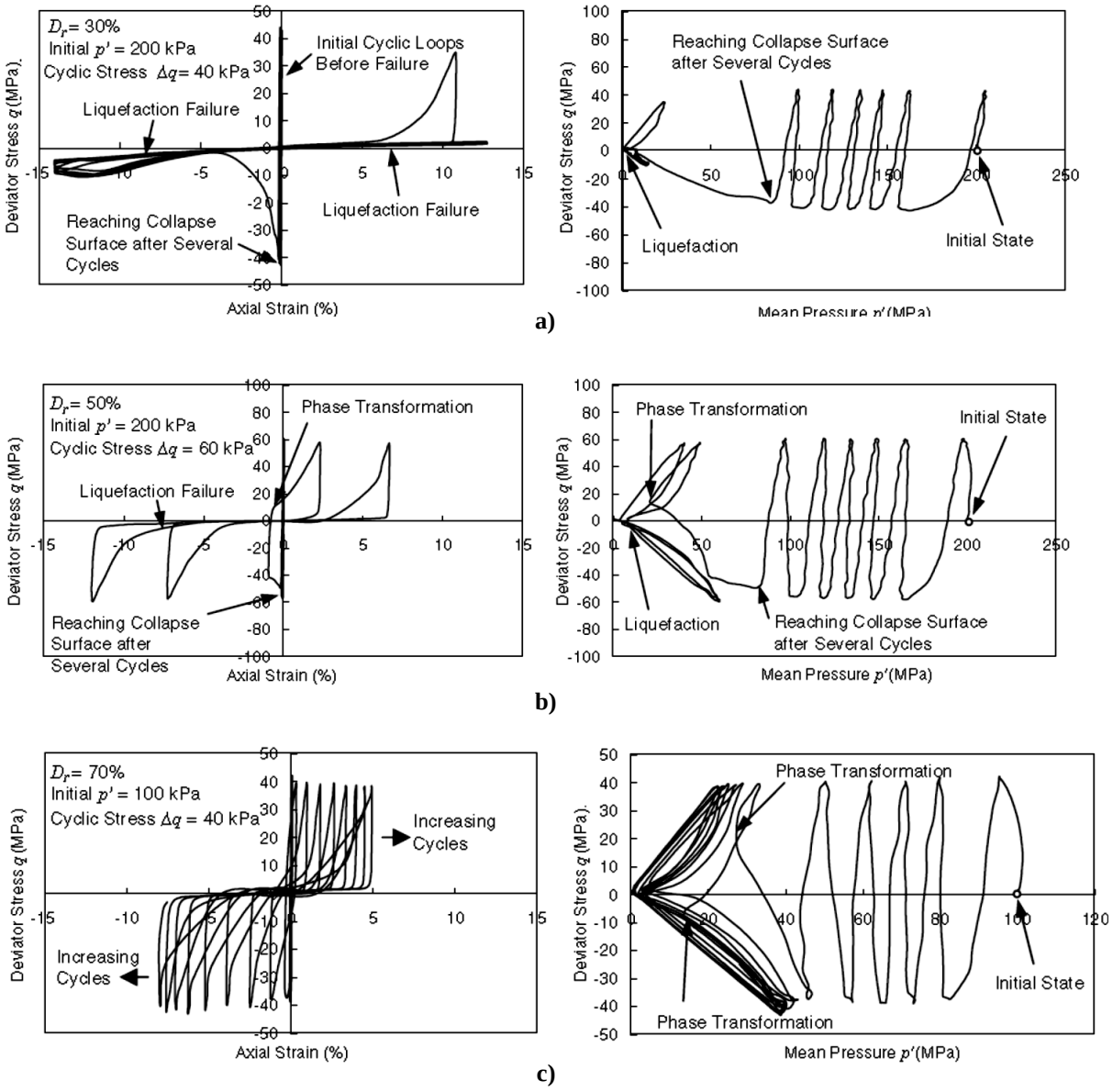


Figure 2-11. Réponse du chemin de contraintes et des boucles pour un sable sous chargement cyclique pour des échantillons de sable de Toyoura avec des indices de densités différentes : a) état lâche, b) état moyennement dense, c) état dense (tirée de Mitchell et Soga, 2005)

2.2.3.1 Facteurs influençant la résistance à la liquéfaction

Différents facteurs ont des effets sur la résistance du sol à la liquéfaction (ou mobilité cyclique) tels que : l'indice de densité, la distribution granulométrique, la forme des grains, la proportion de particules fines non plastiques, le degré de saturation, l'indice de plasticité du sol, le vieillissement, l'histoire de chargement et la fréquence de charge :

L'indice de densité relative : la résistance à la liquéfaction (CRR, Rapport de la résistance au cisaillement cyclique du sol pour un nombre de cycles) augmente normalement avec l'indice de densité relative, I_d. Les sols à l'état lâche ont un comportement contractant et en général sont susceptibles de se liquéfier.

La distribution granulométrique et la forme des grains : il est plus probable que les sols avec une courbe granulométrique bien étalée constituent des structures (fabrique) plus stables lors de la déposition où les grains plus petits occupent les espaces entre les gros grains, ce qui fait que les sols à granulométrie bien étalée sont plus résistants que les sols à granulométrie uniforme (Kokusho, 2007). À des indices de densités faibles, les sables bien étalés sont plus résistants que les sables peu étalés (c'est le cas contraire à hautes densités) (Vaid *et* Sivathayalan, 2001). De plus, les sables fins et uniformes sont plus susceptibles que les sables grossiers à la liquéfaction parce que la perméabilité des sables grossiers est plus élevée.

Garga et Mckay (1984) ont compilé des tests sur différents types de résidus de concentrateur et sols naturels, ayant des granulométries fines et grossières, à l'état intact et remanié. Ils ont conclu que la résistance à la liquéfaction des résidus miniers est plus petite que celle des sols naturels, et que les résidus silteux et argileux ont plus de résistance que les résidus de concentrateur ayant une granulométrie plus grossière. Ces résultats sont contradictoires avec ceux de Vick (1990), probablement dû à la plasticité (faible) des résidus fins.

Concernant la forme des grains, Vaid et Chern (1985) expliquent qu'à des contraintes de confinement inférieures à 200 kPa, les sols qui ont des grains arrondis ont moins de résistance que les sols avec des grains angulaires. À des pressions de confinement élevées et des indices de densité élevées, les sols ayant des particules arrondies sont plus résistants que les sols avec des grains angulaires (plus sensibles à la rupture des particules).

Le contenu en particules fines non plastiques : comme l'indiquent Verdugo (1983, 2005) et Viertel (2003), l'augmentation du pourcentage en grains fins (non plastiques) cause une perte de résistance à la liquéfaction et une augmentation du comportement contractant du matériau granulaire. La valeur critique des pourcentages de fines pour lequel la résistance à la liquéfaction commence à diminuer est comprise entre 25 % et 45 % pour la plupart des sables. Si la quantité de fines est inférieure à la valeur critique, il y aura prépondérance d'un squelette granulaire composé du sable, et les vides seront remplis par le matériau fin. Si la quantité est supérieure, le sable sera

enrobé par le matériau fin et il y aura une prédominance du squelette des particules fines (Viertel, 2003).

Dans des essais triaxiaux statiques et dynamiques sur des résidus de concentrateur avec un pourcentage de fins non plastiques de 15 % et des résidus grossiers sans fines, Troncoso, (1986) a trouvé qu'à un même indice de vides, l'échantillon de résidus grossiers sans fines montre un comportement dilatant. L'échantillon avec 15 % de fines présente par contre un comportement contractant et se liquéfie. La ligne d'état critique pour les résidus avec des fines est plus basse (plus contractant) en comparaison avec les résidus sans fines (peu de fines) (Figure 2-12a). Les essais cycliques, pour des résidus à un indice des vides de 0.85, montrent que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation des fines (Troncoso et Verdugo, 1985) (Figure 2-12b).

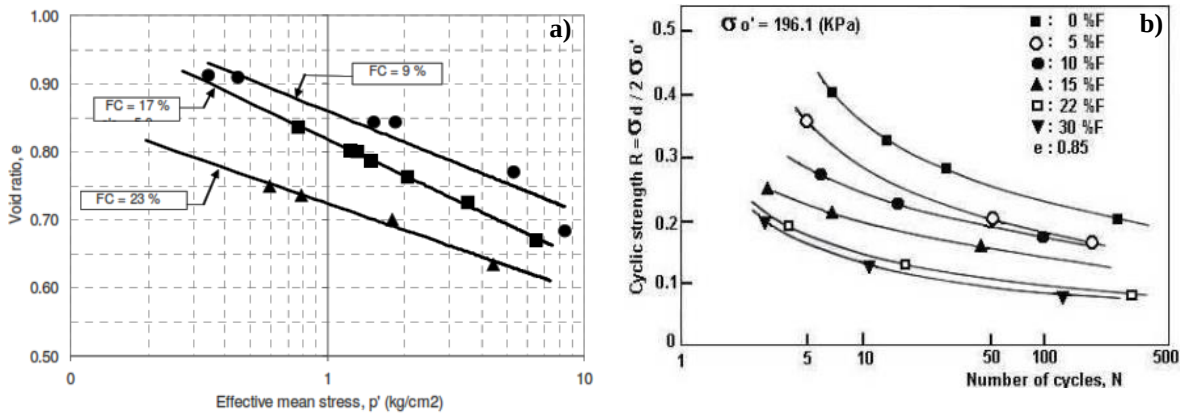


Figure 2-12. Influence du pourcentage de fines non plastiques, a) Ligne d'état limite b) Résistance à la liquéfaction de résidus miniers (tirée de a) Verdugo, 2005, et b) Troncoso et Verdugo, 1985)

L'indice de plasticité du sol : d'après Kramer (1996), les sols à moyenne et à haute plasticité ne sont pas sensibles à la liquéfaction. Ishihara et al. (1980) a réalisé des tests sur trois différents types de résidus de concentrateur : a) grossiers (type sable) sans particules fines plastiques, b) avec indice de plasticité faible (Ip<10 %) et c) avec indice de plasticité modéré (15<Ip<20). Il a conclu que pour les résidus grossiers et les sols de faible plasticité, la résistance à la liquéfaction dépend de l'indice des vides. À un même indice de vides, le résidu grossier a plus de résistance que le sol fin à faible plasticité et le résidu avec indice de plasticité modéré avait plus de résistance que celle avec un indice de plasticité faible. Ishihara (1993) et Ishihara *et al.* (1981) montrent que la

résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité à partir d'une valeur de 10 (Figure 2-13).

Des essais faits par Geremew et Yanful (2012) sur des résidus miniers de l'Amérique du Nord indiquent que la résistance à la liquéfaction des résidus miniers n'était pas fortement influencée par l'indice de plasticité pour les résidus avec un faible indice de plasticité.

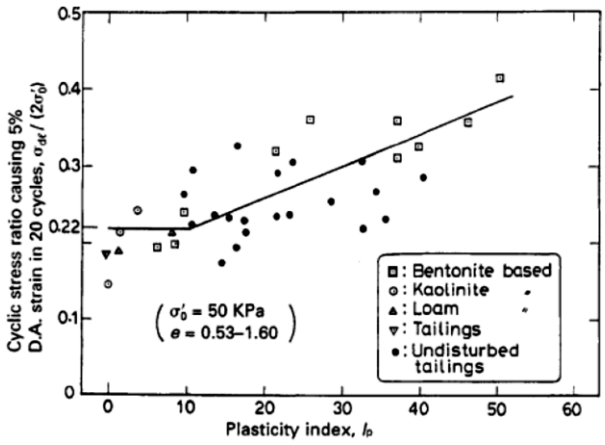


Figure 2-13. Effet de la plasticité du sol sur la résistance cyclique
(tiré de Ishihara, 1993)

Le vieillissement des sols : le vieillissement des sols augmente la résistance à la liquéfaction et cette augmentation de résistance pourrait être liée à la légère cimentation ou soudage des points de contact des particules. Cela est particulièrement important dans les résidus de concentrateur en raison des liaisons chimiques qui peuvent se créer rapidement entre les particules (Verdugo, 2005). D'après Troncoso *et al.* (1988), la résistance à la liquéfaction d'un échantillon reconstruit et des échantillons de résidus de concentrateur intacts d'un âge de déposition de 1, 5 et 30 ans peut être différente d'un facteur de 2 à 3.5.

Le degré de saturation : Ce paramètre a une influence importante sur la résistance à la liquéfaction et la résistance au cisaillement non drainée. De nombreux auteurs (Yoshimi *et al.*, 1989, Grozic *et al.*, 2000, Fourie *et al.*, 2001, Bouferra *et al.*, 2007, Yegian *et al.*, 2007) ont réalisé des essais sur des résidus de concentrateur et sols naturels à différents degrés de densité en modifiant le degré de saturation. Ils ont conclu que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du degré de saturation. Xia et Hu (1991) montrent que la diminution du degré de saturation de 100 % à

99.5 % (B=1.0 à 0.928) cause une grande augmentation de la résistance à la liquéfaction (Figure 2-14).

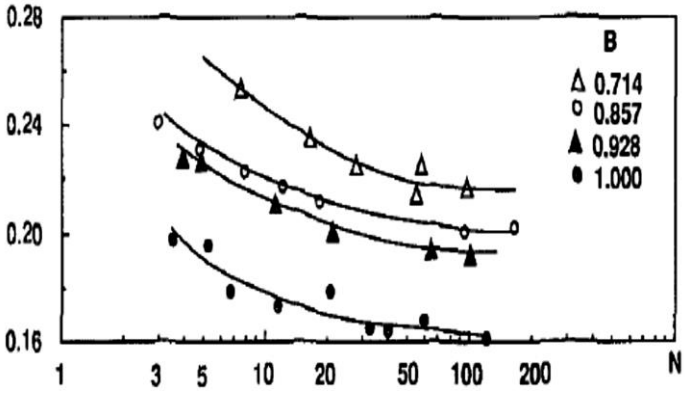


Figure 2-14. Effet du degré de saturation sur la résistance cyclique
(tirée de Xia et Hu, 1991)

L'histoire du chargement : Dans la Figure 2-15, il est possible de voir que la résistance à la liquéfaction augmente avec le degré de surconsolidation (OCR 1.5 et 2.0) (Ishihara *et al.*, 1978). Les charges cycliques précédentes ont pour effet d'augmenter la résistance à la liquéfaction à cause de la densification du sol, mais une charge sismique forte peut entrainer une densification irrégulière et la résistance à la liquéfaction près de la surface peut diminuer (National Research Council Report (NRC), 1985).

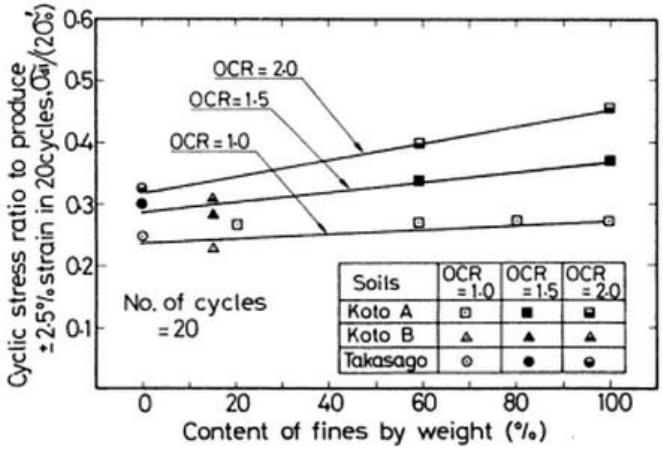


Figure 2-15. Effet de l'histoire du chargement sur la résistance cyclique
(tirée de Ishihara *et al.*, 1978)

L'état de contraintes : L'état initial du sol (contractant ou dilatant) dépend de l'indice des vides e, de la contrainte de confinement σ'_3, la contrainte de cisaillement initiale, τ_{st}, et le rapport de consolidation, $K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$.

L'effet de la consolidation anisotrope, avec des rapports K_c de 1.0, 1.25, 1.5 et 2.0, a été étudié par Vaid *et al.* (2000, 2001) qui ont trouvé que la résistance augmente avec l'accroissement de K_c.

Afin de tenir en compte l'influence de la contrainte de consolidation et le cisaillement statique, Seed (1983) a été le premier à avoir proposé la correction de la résistance à la liquéfaction avec les facteurs de correction K_α (facteur de correction de l'effet du cisaillement statique) et K_σ (facteur de correction de l'effet de la pression de confinement)

Le facteur de correction K_α a une valeur plus grande ou plus faible que l'unité, selon l'indice de densité du sol, I_d, (ou la résistance, Idriss et Boulanger, 2008), la contrainte de confinement et le niveau de cisaillement statique α (Figure 2-16). L'évaluation de l'influence du K_α est important dans les analyses de liquéfaction pour les pentes raides et les digues en remblai (Idriss et Boulanger, 2008).

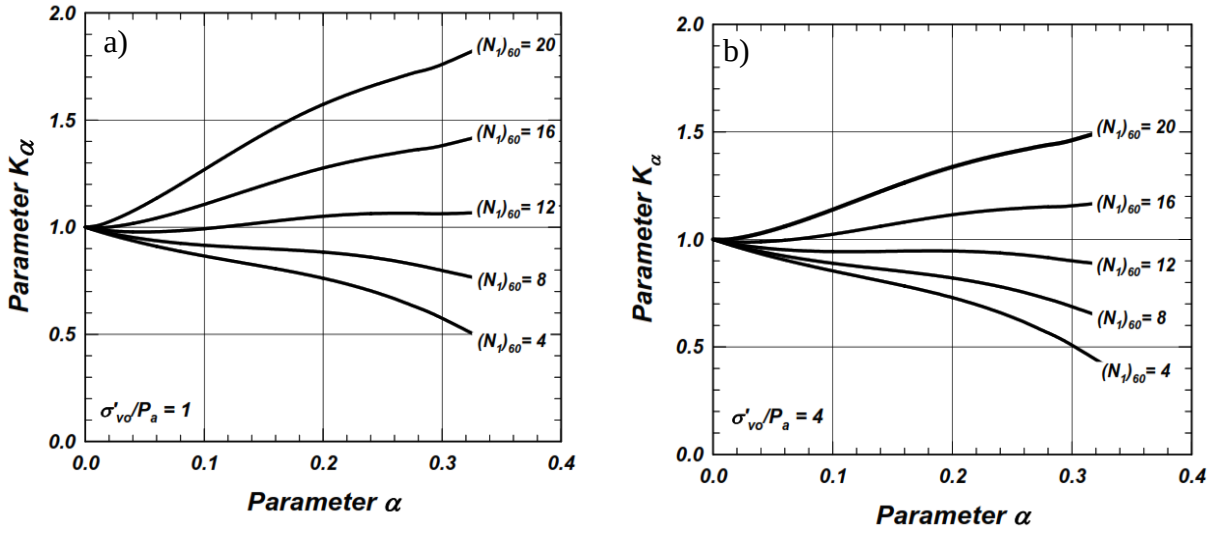


Figure 2-16. Facteurs de correction pour le cisaillement statique initiale de sables à de contraintes de confinement de a) 100 kPa et b) 400 kPa (tirée d'Idriss et Boulanger, 2003)

Différents auteurs basés sur de résultats au laboratoire et sur le terrain (e.g. Seed, 1983; Seed *et al.* 2003; Idriss et Boulanger, 2008; Boulanger et Idriss, 2014) ont développé une relation qui montre

que K_σ dépend de la contrainte de confinement et de l'indice de densité (ou la résistance) (Figure 2-17).

Pour les résidus miniers spécifiquement, les résultats de James (2009) et Wijewickreme *et al.*, (2005) montrent que la contrainte de confinement à peu d'effet sur la résistance à la liquéfaction pour les valeurs de confinement utilisées (100kPa à 400kPa). Contreras (2013) montre que l'augmentation de la contrainte de confinement augmente légèrement la résistance à la liquéfaction pour les valeurs de confinement utilisées (55kPa à 400kPa) et donne de valeurs de K_σ allant de 1.07 à 1.12. Riemer *et al.* (2008) montrent que l'augmentation de la contrainte de confinement provoque une diminution de la résistance à la liquéfaction (1400kPa et 5300kPa) avec des valeurs de K_σ de 0.68 à 0.6. Archambault-Alwin (2017) montre que la résistance des résidus miniers diminue avec l'incrément de la contrainte de confinement, et que la réduction de la résistance donne des facteurs de correction au confinement qui suivent la courbe de facteur de correction proposé par Boulanger et Idriss (2004) pour des indices de densité élevés.

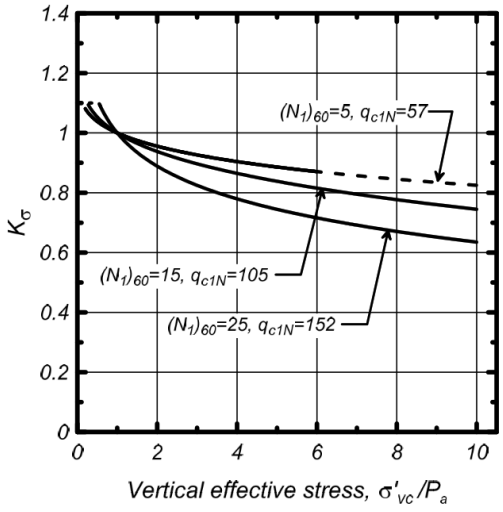


Figure 2-17. Facteur de correction pour l'effet de la pression de confinement
(tirée de Boulanger et Idriss, 2014)

2.2.4 Comportement post liquéfaction

Sivathayalan (1994) et Vaid et Thomas (1995) ont montré que la réponse post-cyclique d'un sol sableux peut être de deux types : soit la contrainte effective de confinement σ'_3 est égale à zéro, soit elle est différente de zéro. Dans le premier cas (Figure 2-18a), la rigidité et la résistance au

cisaillement initiales sont très faibles, sans variation de volume, avec une contrainte effective nulle. Lors de déformations additionnelles, la rigidité et la résistance au cisaillement augmentent de manière non linéaire. A partir d'une certaine déformation assez grande, la courbe contrainte-déformation devient presque linéaire et la résistance augmente sans se stabiliser. Le développement de cette résistance au cisaillement post-cyclique se fait à une valeur de la déformation axiale plus petite avec l'augmentation de l'indice de densité (Figure 2-18a). Dans le deuxième cas (Figure 2-18b), la réponse contrainte-déformation du sable est liée à la valeur résiduelle de la contrainte effective σ'_3 à la fin du chargement cyclique. La réponse postcyclique montre une contrainte effective moyenne *p'* qui diminue (comportement contractant avec augmentation de la pression d'eau) au début du chargement. Elle augmente ensuite (comportement dilatant) lorsque l'état de contrainte atteint la transformation de phase. La rigidité diminue puis commence à croitre avec l'augmentation de la déformation. L'incrément de la rigidité (augmentation du module de cisaillement $G = \frac{\tau}{\gamma}$) observé dans les essais post-cycliques est différente de la réponse typique des sols (où il y a diminution du module G) (Sivathayalan, 1994; Vaid et Thomas, 1995).

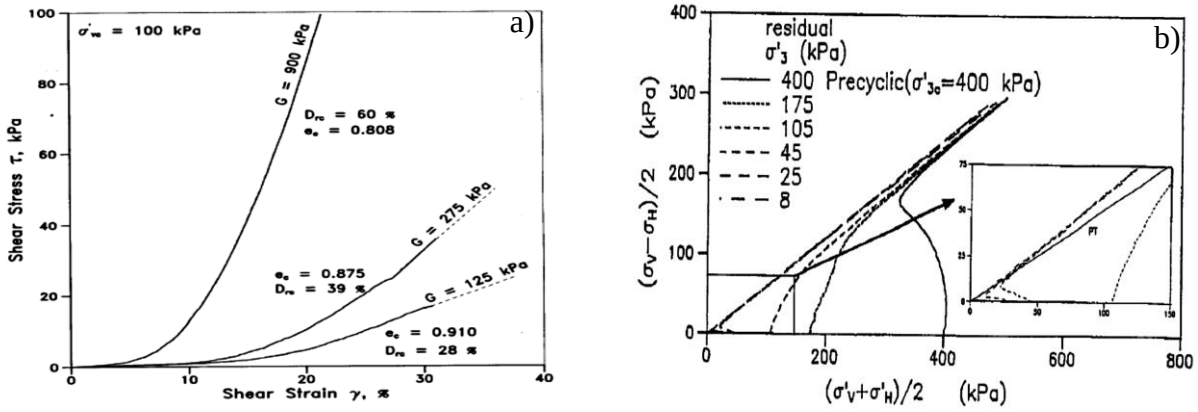


Figure 2-18. Réponse postcyclique pour des échantillons où la contrainte effective de confinement à la fin du cisaillement cyclique a) est égal à zéro ($\sigma'_3=0$) b) est diffèrent de zéro ($\sigma'_3\neq0$) (tirée de a) Sivathayalan, 1994; a) Vaid et Thomas, 1995).

La résistance post cyclique des résidus miniers a été étudié par plusieurs auteurs. James et al. (2011) ont réalisé des essais cycliques et post-cycliques sur des résidus d'une mine d'or (Figure 2-19a). A la fin de l'essai cyclique, l'éprouvette montre un rapport de la pression interstitielle r_u (avec $r_u=\Delta u/\sigma'_v$) allant de 0.68 à 0.82. La réponse post-cyclique est très similaire à celle des essais précédents avec $\sigma'_3\neq0$ sauf pour la résistance maximale (à très grande déformation). L'échantillon

qui atteint la valeur maximale de résistance est celui avec un rapport de la pression interstitielle de 0.68 à la fin du cisaillement cyclique. Dans ce cas, la valeur du rapport de résistance post-cyclique en condition non drainée $S_{u\text{-}PC}/\sigma'_{vo}$ prend des valeurs de 0.08 à 0.12. Golder (2014) rapporte une valeur du rapport de résistance postcyclique de 0.10 pour des résidus miniers (gisement d'or).

Wijewickreme *et al.* (2005) ont aussi montré que le rapport de résistance post-cyclique augmente avec la diminution de l'indice des vides initial (Figure 2-19b); ce rapport prend des valeurs de $S_{u\text{-}}/\sigma'_{vo}$ allant de 0.13 à 0.53 pour les résidus de mines d'or-cuivre et zinc et de 0.41 à 0.6 pour les résidus de latérite ; ces valeurs semblent plus élevées que celles trouvées par James *et al.*, (2011), mais les conditions d'essais sont également différentes. La réponse post-cyclique observée est cependant similaire à celle rapportée par James *et al.* (2011) à l'exception de la déformation nécessaire pour que la résistance atteigne le sommet (12 à 25 %).

Riveros et Sadrekamiri (2021) ont obtenu des valeurs de résistance post cyclique $S_{u\text{-}PC}/\sigma'_{vo}$ pour des résidus d'or au laboratoire similaires (0.05 à 0.16) à celles obtenues par James et al. (2011). Le rapport de résistance diminue aussi avec l'incrément de l'indice de vides tel que montré par Wijewickreme *et al.* (2005).

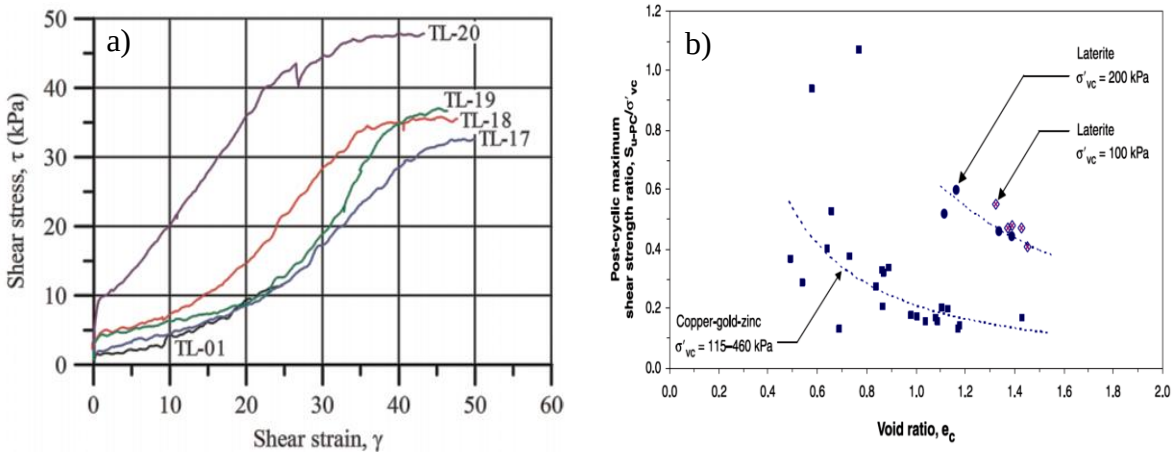


Figure 2-19. Réponse postcyclique des résidus du concentrateur a) contrainte-déformation b) résistance post cyclique normalisé en fonction d l'indice de vides (tirée de a) James *et al.*, 2011 b) Wijewickreme et al., 2005)

2.3 Propriétés dynamiques de sols

La connaissance des propriétés dynamiques des résidus et des stériles est nécessaire pour évaluer leur réponse fasse aux évènements dynamiques et ainsi évaluer la réponse du parc à résidus et l'efficacité des inclusions dans les modèles numériques. Les propriétés des sols qui gouvernent la propagation des ondes sont : le module de cisaillement initial, la réduction du module de cisaillement, l'amortissement et la génération de la pression interstitielle en excès,

Quand les déformations dans le sol se trouvent dans le rang de petites déformations, l'utilisation du modèle élastique est acceptable et le paramètre essentiel pour modéliser le comportement du sol est le module du cisaillement (G_{max}). L'estimation du G_{max} peut se faire à l'aide d'équations empiriques qui relient des propriétés trouvées en laboratoire ou par des essais in situ (e.g. SPT, CPT. dans Wair et al. 2012) au module maximum. Il est également possible d'estimer G_{max} en mesurant la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

Quand les déformations augmentent (mais en restant inférieures à 10^{-3} ou 0.1%) le comportement du sol est élastique-plastique et le module de cisaillement diminue avec l'augmentation de la déformation. De plus pendant l'application des cycles de charge, il y a dissipation d'énergie. La dissipation d'énergie dans les sols, la plupart du temps, se fait à une vitesse indépendante et elle est de nature hystéretique. Le rapport d'amortissement peut être utilisé pour représenter l'énergie absorbée par les sols. Si les déformations restent assez petites durant les cycles de charge pour ne pas causer de changement progressif dans les propriétés du sol, le module du cisaillement et le rapport d'amortissement resteront constants avec la progression des cycles « non-degraded hysteresis type » (Ishihara, 1996). Le module de cisaillement et le rapport d'amortissement en fonction de la déformation sont les paramètres essentiels pour modéliser le sol dans l'intervalle moyen de déformations. Quand les déformations sont supérieures à 10^{-2} (ou 1%), les propriétés du sol changent appréciablement avec les déformations, mais aussi avec le nombre de cycles de charge « degraded hysteresis type ». La manière dont ces deux propriétés changent avec les cycles de charge dépendra de la façon dont la contrainte effective de confinement change pendant l'application de contrainte de cisaillement (Ishihara, 1996).

Le module de cisaillement est influencé par l'amplitude de la déformation cyclique, les contraintes effectives principales, l'indice de plasticité, le rapport de surconsolidation et le nombre de cycles de charge. Le module sécant présente de grandes valeurs pour des amplitudes de déformation

petites, mais avec l'augmentation de l'amplitude de déformation, la valeur de ce module diminue. Si l'on fait plusieurs cycles avec différents niveaux d'amplitude de déformation et que l'on joint le bout de chaque boucle hystérique, on voit apparaitre la courbe appelée backbone (ou squelette). Elle décrit la diminution du module avec l'augmentation de l'amplitude de déformation. La pente à l'origine du backbone est la valeur du module de cisaillement maximale, G_{max} (Figure 2-20a). La variation du rapport de modules (G_{sec}/G_{max}) est montrée à la Figure 2-20b avec la courbe de réduction du module. Pour la caractérisation de la rigidité d'un élément du sol, il faudra trouver G_{max} et la variation du rapport des modules (Kramer, 1996).

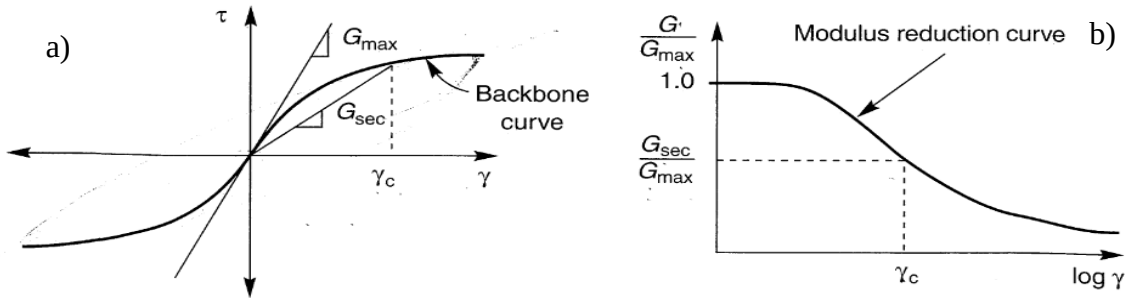


Figure 2-20. a) Courbe backbone et modules de cisaillement, b) Courbe de réduction du rapport de modules (tirée de Kramer, 1996)

Influence de la plasticité et la contrainte de confinement sur la réduction du module de cisaillement et l'amortissement

Des résultats obtenus expérimentalement (Zen *et al.*, 1978; Kokusho *et al.*, 1982; Vucetic et Dobry, 1991) montrent l'influence de la plasticité des sols dans la forme de réduction du module et mettent en évidence que le module de cisaillement se dégrade plus lentement dans des sols avec des hautes indices de plasticité. La Figure 2-21 montre l'influence de la plasticité sur le rapport du module dont l'augmentation de la plasticité produit des courbes plus prononcées (l'inverse plus aplati). D'autres auteurs (Kokusho, 1980, Ishibashi, 1992 et Ishibashi et Zhang, 1993) se sont intéressés aux effets de la contrainte de confinement sur le module (Figure 2-22 a, b). Les résultats montrent que les sols avec une faible plasticité sont bien influencés par la contrainte de confinement tandis que les sols avec une haute plasticité sont peu affectés par celle-ci. James (2009) a travaillé sur les résidus de concentrateur d'une roche dure. Il a obtenu que la réduction du module des résidus

s'ajuste assez bien aux courbes proposées par Seed *et al.* (1986) pour les sables propres (Figure 2-23).

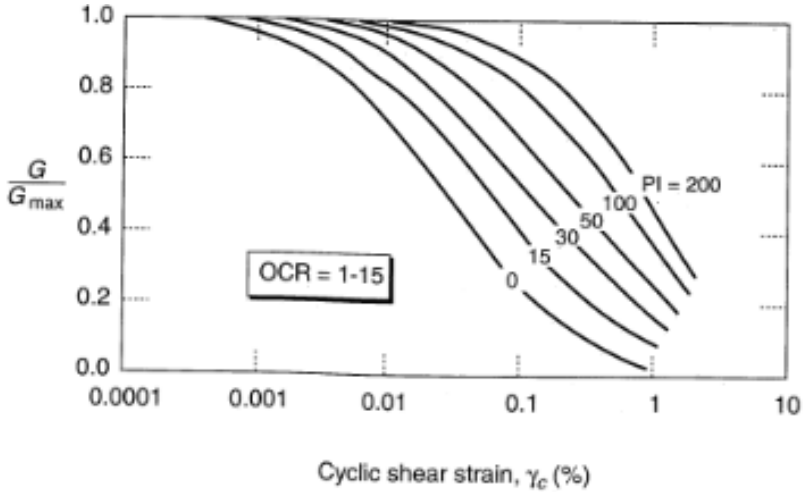


Figure 2-21. Courbes de réduction du module de sols avec différents degrés de plasticité (tirée de Vucetic and Dobry, 1991)

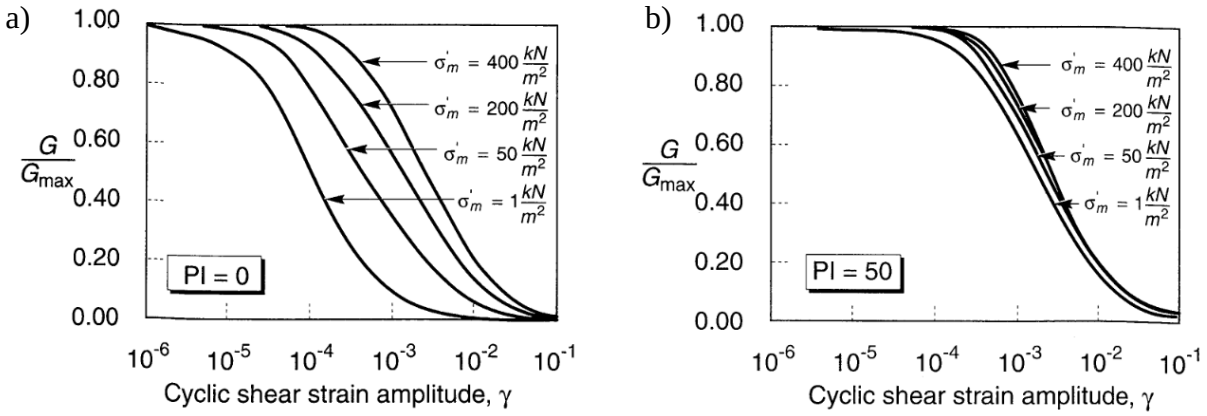


Figure 2-22. Courbes de réduction du module, effet de la contrainte de confinement a) sols avec faible plasticité b) sols à grande plasticité (tirée de Ishibaschi, 1992)

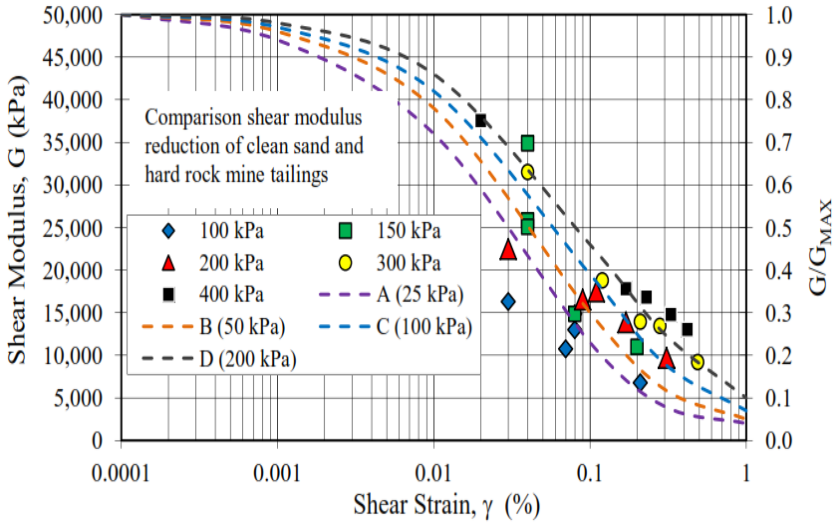


Figure 2-23. Réduction du module de cisaillement dans les résidus du concentrateur (points) et pour les sables propres (courbes) (tirée de James *et al.*, 2011)

L'amortissement est influencé par l'indice de plasticité où les rapports (Figure 2-24a) dans les sols hautement plastiques sont inférieurs à ceux dans les sols à faible plasticité pour le même niveau d'amplitude de déformation. La contrainte de confinement affecte particulièrement l'amortissement des sols à faible plasticité (e.g. sable (Figure 2-24b)) pour lesquels il y a une augmentation du rapport d'amortissement avec une diminution de la contrainte (Kokusho, 1980). Dans les sols hautement plastiques, l'influence de la contrainte est presque nulle (Kokusho *et al.*, 1982).

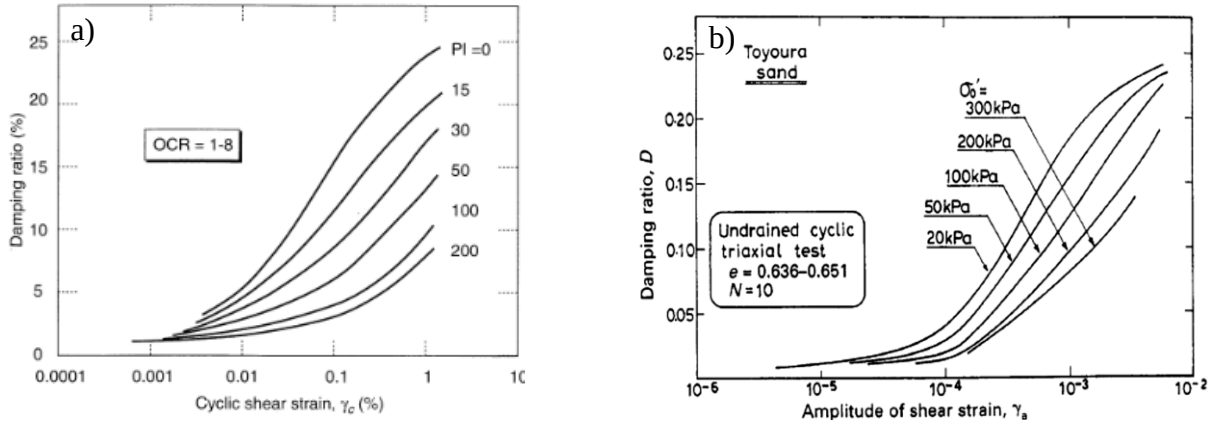


Figure 2-24. Rapport d'amortissement a) Influence de l'indice de plasticité b) Contrainte de confinement (tirée de a) Kramer, 1996; b) Ishihara, 1996)

Kokusho (1980) a aussi travaillé sur des sols graveleux et a trouvé que dans la roche concassée et le gravier rond, la réduction du module débute à des déformations plus petites que celles nécessaires dans les sables propres. Tanaka *et al.* (1987) (citée par Ishihara, 1996) ont montré dans les graviers que la diminution de la pression de confinement provoque une diminution du module et l'augmentation de l'amortissement sans être toutefois une relation linéaire. Dans Ishihara (1996) on trouve plusieurs courbes de dégradation du module de cisaillement et d'amortissement pour les matériaux grossiers.

2.4 Évaluation du comportement sismique des parcs à résidus

La stabilité et le comportement sismique des ouvrages en terre sont évalués par trois principales méthodes dont la complexité, la précision et le réalisme sont croissants : (i) la méthode pseudo-statique basée sur une analyse par équilibre limite considère que les effets d'un séisme peuvent être simulés par une force horizontale unique définie en fonction de l'accélération (e.g. Lambe et Whitman 1979; Aubertin et Chapuis, 1991); (ii) la méthode des déplacements permanents (de Newmark, 1965) implique l'analyse d'une masse glissante sur une surface de rupture potentielle à l'intérieur de l'ouvrage, avec le déplacement de la masse exprimé en fonction de sa fréquence naturelle, de l'accélération spectrale du mouvement de terrain et de l'ampleur du dépassement de l'accélération limite qu'initie le mouvement le long de la surface de rupture potentielle; et (iii) les analyses numériques avec simulation du comportement contrainte - déformation des ouvrages (e.g. Seed, 1979; Vick, 1990; James, 2009).

L'analyse de la stabilité et le comportement des parcs à résidus doit tenir compte de plusieurs facteurs comme la géométrie, les conditions de chargement et les propriétés des matériaux incluant la perte de résistance causée par la génération des pressions interstitielle en excès ou la liquéfaction des résidus retenus et ses effets sur la digue de rétention. Mais certaines méthodes d'analyse, présentées sommairement dans ce qui suit, ne permettent pas de prendre en compte adéquatement de l'ensemble de ces facteurs.

2.4.1 Analyse pseudo-statique

Dans une analyse pseudo-statique, les effets du séisme sont représentés par une accélération horizontale et verticale constante, permanente, qui produit des forces inertielles F_h et F_v (kN) dans le modèle dont la stabilité est évaluée par équilibre limite.

En pratique, seul le coefficient horizontal est représenté dans l'analyse, notamment parce que les accélérations verticales sont typiquement beaucoup plus faibles que la gravité (Jibson, 2011).

La valeur de l'accélération pseudo-statique doit être associée à l'intensité du séisme (Kramer, 1996). Mais comme l'accélération maximale dans les séismes n'agit que brièvement sur la masse des sols, les coefficients pseudo-statiques ne représentent qu'une fraction de l'accélération maximale (a_{max} ou AMS) du séisme. Aubertin et Chapuis (1991) et Jibson (2011) ont présenté une compilation de valeurs recommandées par quelques auteurs pour le coefficient pseudo statique. La fiabilité de la méthode pseudo-statique dépend grandement du choix du coefficient. Il y a cependant beaucoup d'incertitude sur la valeur que devrait prendre le coefficient pseudo-statique, et un jugement technique est nécessaire dans tous les cas (Kramer 1996). Il ne faut pas oublier aussi les nombreuses limitations propres à cette méthode, qui n'est pas conservatrice, surtout pour des matériaux où la pression interstitielle augmente significativement ou qui perdent plus du 15 % de leur résistance au pic pendant le mouvement sismique (liquéfaction ou ramollissement) (e.g. Jibson, 2011).

Divers travaux ont été menés afin de rendre cette approche plus représentative (e.g. Bahrampouri et al. 2020. Stewart et al. 2003; Bray et Travasarou, 2009). Mais bien que cette méthode soit facile à utiliser et à interpréter pour la stabilité du talus (Kramer, 1996), elle ne donne pas d'information sur l'ampleur des déformations, qui est un aspect critique pour le comportement des ouvrages de retenue comme les digues de parcs à résidus miniers. En outre, cette méthode ne devrait pas être utilisée en présence de matériaux liquéfiables (Hynes et Franklin, 1984; Jibson, 2011). La méthode pseudo-statique peut être utilisée comme méthode de dépistage pour identifier les digues ne présentant aucun danger (très faible risque), et celles qui requièrent une analyse plus détaillée (Hynes et Franklin, 1984).

2.4.2 Analyse des déplacements permanents

Newmark (1965) a proposé une méthode pour évaluer la déformation de la masse du sol basée sur le modèle d'un bloc rigide qui glisse sur une surface plane inclinée, subissant une accélération critique minimale pour produire une instabilité de la masse du sol. L'accélération critique, a_y, produit un coefficient pseudo statique K_y qui donne un facteur de sécurité de 1.0. En conséquence, le bloc tend à bouger avec n'importe quelle force additionnelle qui agit sur celui-ci.

La méthode utilise l'histogramme d'accélération d'un séisme, avec les accélérations qui excèdent l'accélération critique. Elles sont intégrées pour obtenir l'histogramme de vitesse du bloc, à son tour intégré pour obtenir le déplacement cumulé du bloc (Figure 2-25). On considère alors que l'accélération critique peut être dépassée à plus d'une reprise pendant le séisme (Figure 2-25a), ce qui produit un incrément du déplacement à chaque dépassement (Figure 2-25c). Le déplacement total, qui est influencé par la durée du mouvement ainsi que par son amplitude et sa fréquence (Kramer, 1996), est le critère pour évaluer la performance sismique. Ceci distingue cette approche de la méthode pseudo-statique usuelle.

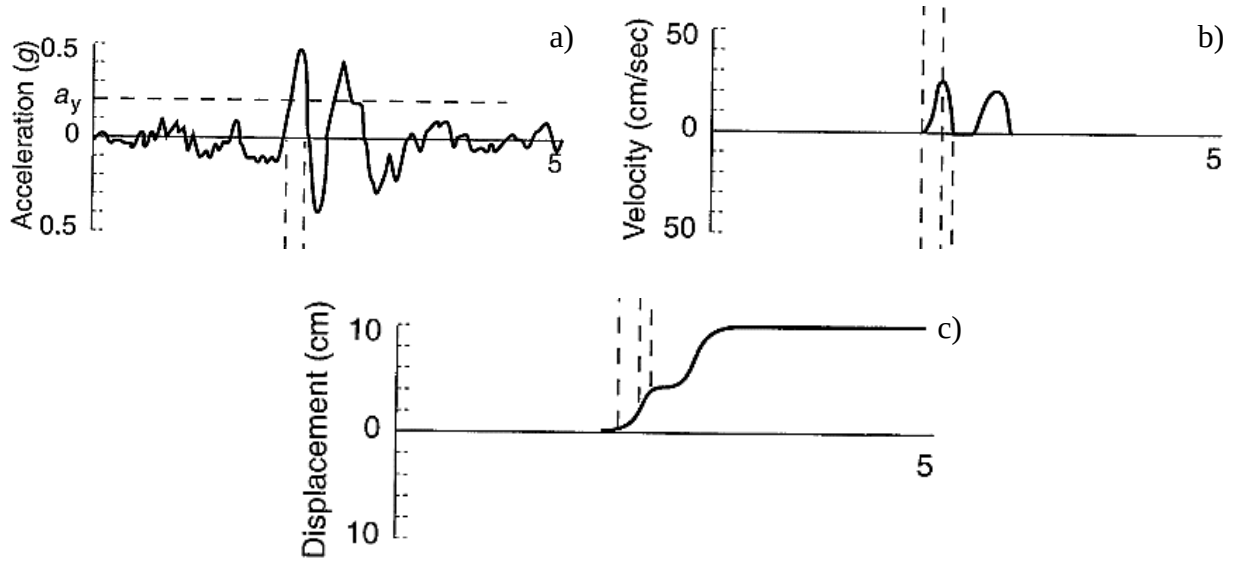


Figure 2-25. Calcul des déplacements permanents pour un séisme a) histogramme d'accélération d'un séisme et l'accélération critique, a_y ; b) histogramme de vitesse où a_y a été atteint; c) déplacement cumulé du bloc (tirée de Kramer, 1996)

La méthode originale assume un bloc rigide qui ne se déforme pas, ce qui n'est pas réaliste, car les talus se déforment pendant le mouvement sismique. Par conséquent, la méthode a été revue et modifiée par la suite afin de tenir compte du comportement contrainte-déformation du sol, de la variation de l'accélération critique avec la déformation du talus et de la déformation interne du talus, à partir d'analyses découplées (e.g. Makdisi et Seed 1978; Kramer, 1996) ou couplées (Jibson 2011).

Toutefois l'effet de la pression interstitielle dynamique ne peut pas être pris en compte dans cette méthode. Elle doit donc être utilisée avec précaution (ou ne pas être utilisée) dans les cas où la

génération de pression interstitielle est importante pendant le mouvement sismique (Jibson, 2011). La méthode du déplacement permanent ne devrait pas être utilisée non plus lorsque le sol perd sa résistance ou sa rigidité pendant le mouvement sismique (i.e. mêmes limitations que la méthode pseudo statique (Bray et Travasarou, 2007).

2.4.3 Analyses numériques du comportement sismique

Les analyses numériques permettent d'évaluer la réponse d'un système déformable où la déformation de chaque nœud du modèle dépend des charges appliquées. Il est nécessaire d'avoir des lois de comportement non linéaires capables de bien représenter la réponse dynamique des sols.

Il existe plusieurs modèles constitutifs pour les sols, et la majorité sont non-linéaires afin de simuler le comportement contrainte déformation d'une manière plus réaliste que les modèles linéaires (élastiques). Diverses publications présentent de tels modèles de comportement axés sur le comportement cyclique (e.g. Potts et Zdravkovic, 1999; Yu et al. 2007; Jefferies et Been, 2015). Les analyses contrainte-déformation fournissent des informations découlant du mouvement sismique, incluant les déformations et déplacements, l'état des contraintes, et la génération des pressions interstitielle en excès. De telles analyses (numériques) soulèvent toutefois quelques difficultés, incluant (Jibson, 2011) : (i) Les données requises pour calibrer les modèles requièrent plusieurs essais in situ ou en laboratoire; (ii) Le logiciel de simulation (comme FLAC par exemple) doit comprendre des composantes pour introduire le mouvement sismique; (iii) Il doit aussi inclure des lois constitutives capables de reproduire le comportement contrainte-déformation non linéaire du sol avec le développement des pressions interstitielles ainsi que la liquéfaction et la perte de résistance; (iv) Les exigences numériques pour réaliser les calculs (différences finies, éléments finis) demandent aussi des outils appropriés.

2.5 Modèles constitutifs et lois de comportement

2.5.1 Le modèle de comportement élastique isotrope

Le modèle linéaire élastique isotrope est le modèle le plus simple où la déformation est proportionnelle à la contrainte normale et de cisaillement (Figure 2-26).

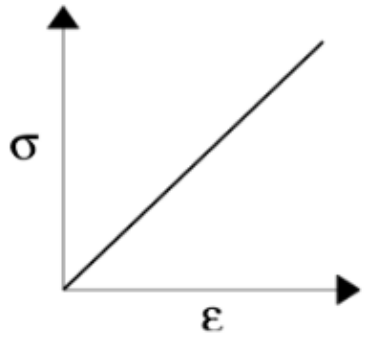


Figure 2-26. Réponse contrainte déformation du modèle linéaire élastique
(tirée de Geo-slope, 2007)

L'équation 2-1 qui représente les propriétés élastiques du matériau isotrope, est basée explicitement sur la loi de Hooke.

$$\begin{bmatrix}\sigma_{xx}\\ \sigma_{yy}\\ \sigma_{zz}\\ \sigma_{yz}\\ \sigma_{zx}\\ \sigma_{xy}\end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix}1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0\\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0\\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_{xx}\\ \varepsilon_{yy}\\ \varepsilon_{zz}\\ \varepsilon_{yz}\\ \varepsilon_{zx}\\ \varepsilon_{xy}\end{bmatrix} \qquad 2\text{-}1$$

Où E est le module de Young et ν est le coefficient de Poisson. Si le problème à analyser correspond à des conditions de déformation plane ou de contrainte plane (en 2D, avec $\varepsilon_{zz}=0$ ou $\sigma_{zz}=0$ respectivement), les termes en z sont nuls, ce qui simplifie la formulation.

Les résultats obtenus (contrainte-déformation et déformation volumétrique) avec les équations qui précèdent sont valables pour des contraintes qui ne dépassent pas la surface limite. En pratique le modèle linéaire élastique est généralement incapable de modéliser le comportement d'un sol de façon réaliste (Potts et Zdravkovic ,1999). Pour cette raison, le modèle élastique linéaire est souvent combiné à un critère de rupture (ou de plasticité) et à une loi d'écoulement plastique (avec surface limite).

2.5.2 Le modèle élasto-plastique Mohr-Coulomb

Pour améliorer la capacité de reproduire le comportement des sols au-delà du domaine élastique, on utilise souvent une formulation basée sur la théorie de plasticité. La Figure 2-27 montre la

réponse idéalisée de trois types de comportement pour la relation contrainte-déformation axiale de compression. Les trois figures montrent initialement un comportement de type élastique linéaire pour la ligne AB, pour ensuite se différentier selon la réponse de l'échantillon (ou du modèle).

La Figure 2-27a montre un comportement idéalisé de type linéaire élastique parfaitement plastique (Potts et Zdravkovic, 1999), qui est souvent utilisé dans la pratique en géotechnique. La Figure 2-27b montre un comportement idéalisé de type élastique linéaire avec écrouissage plastique (Potts et Zdravkovic ,1999), utilisé assez fréquemment en géotechnique. Et, la Figure 2-27c montre un comportement idéalisé comportant une déformation élastique linéaire suivi d'un ramollissement ou affaiblissement (quelque fois appelé anti-écrouissage) en phase plastique; ce type de comportement est utilisé moins régulièrement dans la pratique, mais il peut s'avérer utile pour ces cas particuliers (Potts et Zdravkovic, 1999).

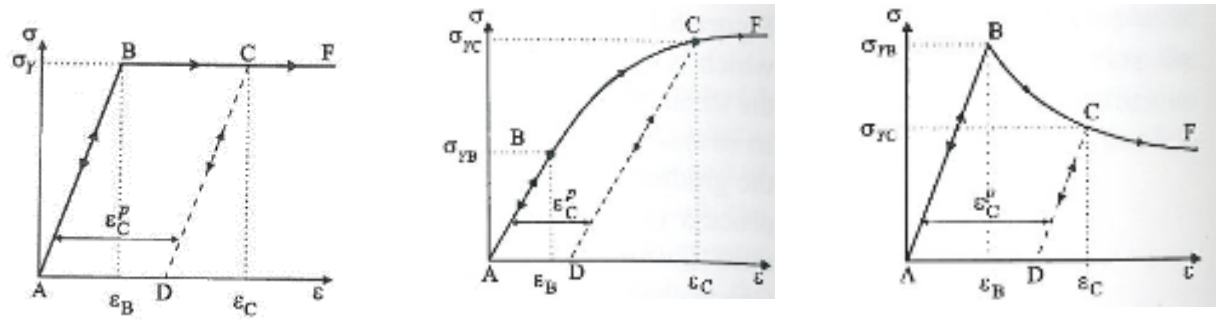


Figure 2-27. Déchargement d'un matériau a) linéale parfaitement plastique b) linéaire avec écrouissage plastique et c) linéaire avec ramollissement plastique
(tirée de Potts et Zdravkovic ,1999).

Les deux principales composantes d'une loi de comportement basée sur la théorie de la plasticité sont le critère de plasticité (ou limite élastique; *yield criterion*) et la loi d'écoulement plastique applicable au-delà du domaine élastique (Desai et Sirivardane, 1984). Le critère de plasticité représente la limite du domaine élastique, où commence la déformation plastique sous l'effet des contraintes (Yu, 2007). Lorsque les contraintes locales sont à l'intérieur de la surface limite définie par le critère, le comportement est élastique; sur la surface limite, la contrainte produit une déformation plastique.

Le modèle élasto-plastique avec le critère de Mohr-Coulomb (Figure 2-28) représente le modèle élastique - parfaitement plastique le plus souvent utilisé. En contraintes effectives, ce critère est défini par :

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} * tan\phi' \qquad 2\text{-}2$$

Où τ_f Contrainte de cisaillement sur le plan de rupture

σ_{nf} Contrainte normale effective sur plan de rupture

c' Cohésion

ϕ' Angle de frottement interne

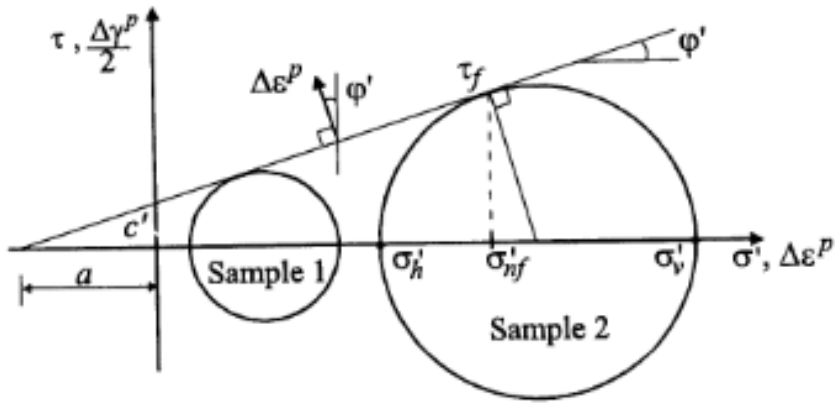


Figure 2-28. Critère de Mohr-Coulomb utilisé pour le modèle élastique- parfaitement plastique (tirée de Potts et Zdravkovic,1999).

Ce critère sert à définir la surface (fonction) limite *F* (scalaire) dans la loi de comportement :

$$F(\{\sigma\},\{k\}) = 0 \qquad 2\text{-}3$$

La surface limite est fonction de l'état de contraintes exprimé sous forme vectorielle $\{\sigma\}$ (ou tensorielle). Sa taille peut changer en fonction des paramètres d'état $\{k\}$ qui servent à représenter l'écrouissage ou le ramollissement (anti-écrouissage) avec la déformation plastique.

La fonction correspondant à la surface limite du critère de Mohr-Coulomb peut être exprimée comme suit, à partir de 2 contraintes principales :

$$F(\{\sigma\},\{k\}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad - 2c'cos\phi' - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad * sin\phi' \qquad 2\text{-}4$$

Une fois la surface limite atteinte, il faut établir la direction et la magnitude de la déformation plastique correspondant à chaque état de contraintes. Ceci est fait à l'aide de la loi d'écoulement plastique (« flow rule »):

$$\Delta\varepsilon_i^p = \Lambda \frac{\partial P(\{\sigma\},\{m\})}{\partial \sigma_i} \qquad 2\text{-}5$$

Où $\Delta\varepsilon_i^p$ Représente l'incrément de la déformation plastique des six composants

P Potentiel plastique

Λ Multiplicateur scalaire de proportionnalité

La fonction qui définie le potentiel plastique est généralement représentée de façon similaire à la limite élastique :

$$P(\{\sigma\},\{m\}) = 0 \qquad 2\text{-}6$$

Où $\{m\}$ Vecteur des paramètres d'état qui contrôle l'évolution du potentiel *P* qui définit la grandeur relative (orientation) des déformations plastiques en fonction des contraintes (Potts et Zdravkovic 1999).

Le scalaire Λ contrôle la magnitude de la déformation plastique, selon la règle d'écrouissage (ou anti-écrouissage).

Lorsque la fonction du potentiel plastique *P* est la même que celle qui définie la limite élastique *F*, on parle de plasticité *associée* ; dans le cas contraire, le modèle de plasticité est *non-associé*. En pratique, une fonction non associée est plus proche de la réalité pour les matériaux géologiques (e.g. Desai et Siriwardane, 1984).

Le potentiel plastique d'une loi non associée basée sur le critère de Mohr Coulomb peut-être formulée comme suit,

$$P(\{\sigma'\},\{m\}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) * sin\psi = constant \qquad 2\text{-}7$$

Cette équation est similaire au critère représentant la limite élastique (Eq. 2-4), mais l'angle de friction interne ϕ' est remplacé par l'angle de dilatance, ψ . Cet angle de dilatance peut être estimé à partir de la relation simplifiée de Bolton (1986) :

$$\psi = 1.25(\phi' - \phi'_{cv}) \qquad 2\text{-}8$$

Où ϕ'_{cv} Angle de frottement à volume constant (état critique)

Quand ψ diminue, la dilatation (ou dilatance) diminue (Potts et Zdravkovic, 1999). Dans plusieurs applications, on impose une valeur $\psi = 0$, correspondant au comportement à l'état critique (ou critique) du sol, sans déformation plastique volumique (et sans écrouissage ou ramollissement).

2.5.3 Modèles constitutifs dynamiques pour sols pulvérulents

Les modèles élasto- plastiques (comme celui de Mohr Coulomb) peuvent être utilisés pour simuler le comportement du sol en condition statique, mais ils ne sont pas directement applicables en conditions cycliques. Le comportement cyclique engendre des déformations volumétriques plastiques qui peuvent augmenter ou diminuer la porosité et ainsi modifier la pression interstitielle, de sorte que la déformation résultante peut mener à la liquéfaction. Le modèle doit aussi reproduire adéquatement la dégradation du module G et l'amortissement hystérétique (« courbe papillon ») observés dans les essais de laboratoire (Beaty et Perlea, 2011).

Il est alors nécessaire d'utiliser des modèles capables de représenter la tendance du sol à se dilater ou à se contracter suite au chargement ainsi que l'effet de la déformation volumétrique sur les pressions interstitielles et la dégradation de la rigidité et la baisse de résistance. De tels modèles, qui doivent être complètement couplés (Beaty et Perlea, 2011), ont été développés au cours des dernières années; deux de ceux-ci sont présentés dans ce qui suit (UBCSAND et PM4Sand); d'autres sont documentés dans la littérature (e.g. Wu et Bauer, 1994; Dafalias et Manzari, 2004; Wang et al. 2014; Jefferies et Been, 2015). Parmi ceux-ci, le modèle NorSand (Jefferies et Been, 2015; Castonguay et Konrad, 2019; Castonguay, 2020) est un modèle compatible avec l'état critique (tout comme PM4Sand) qui a été largement utilisé dans ces dernières années principalement en raison de sa capacité à prédire la liquéfaction statique (e.g. Shuttle et al. 2022), il pourrait s'avérer un modèle intéressant pour évaluer la réponse cyclique des résidus miniers, mais il n'a pas été utilisé dans ce projet.

2.5.3.1 UBCSAND

Le modèle UBCSAND (Beaty et Byrne, 1998; Puebla, 1999; Beaty et Byrne, 2011) est une loi de comportement basée sur la théorie de plasticité exprimée en fonction des contraintes effectives. Ce modèle, inclus dans FLAC, a été utilisé pour simuler le comportement dynamique des sols pulvérulents et des résidus miniers. (e.g. Byrne et al. 2006; James, 2009; Beaty et Byrne, 2011; Ferdosi, 2014; Ferdosi et al., 2015a,b; Jahanbakhshzadeh et Aubertin, 2019). Il permet de modéliser le comportement dû aux charges dynamiques des sols de manière couplée pour un calcul mécanique et d'écoulement ; les déformations volumétriques interagissent ainsi avec la réponse de la pression interstitielle. Le modèle a deux paramètres de résistance principaux, soit $(N_1)_{60}$ et ϕ'_{cv}, et quatre paramètres secondaires (hfac1 à hfac4).

Les équations du modèle sont basées sur la théorie élasto-plastique classique, pour représenter le comportement statique et cyclique (dynamique) des sables en laboratoire Un bref résumé de la formulation du modèle est présenté ci-dessous; d'autres détails sur ce modèle de comportement, sont présentés dans Puebla (1999), James (2009), et Beaty et Byrne (2011).

Le modèle décrit la relation contrainte-déformation en cisaillement du sol à partir d'une relation hyperbolique. La règle d'écoulement est formulée en fonction du rapport de contraintes développées $\eta = \tau/\sigma'$ (avec $\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$, $\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$). Dans le modèle, la diminution du volume du squelette de sol saturé induit une augmentation de la pression interstitielle, ou une diminution s'il y a augmentation du volume (dilatance). Cette variation de la pression interstitielle induit des changements de la contrainte effective et donc de la résistance à la déformation et à la rupture (Naesgaard, 2011).

La réponse élastique

Dans ce modèle, la réponse élastique est linéaire et isotrope et suit la loi de Hooke. Elle est caractérisée par le module de cisaillement G^e (kPa) et le module de compressibilité K^e (kPa); la valeur de ces modules est fonction de la contrainte principale moyenne, selon les relations suivantes :

$$G^e = k_G^e * P_a * \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{ne} \qquad 2\text{-}9$$

$$K^e = \alpha * G^e \qquad = k_B^e * P_a * \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{me} \approx \frac{2(1+\upsilon)}{3(1-2\upsilon)} * G^e \qquad 2\text{-}10$$

Où k^e_G Coefficient qui dépend de la densité relative du sol; il peut varier de 500 à 2000 pour un sable lâche et dense respectivement.

k^e_B Coefficient du module de compressibilité .

P_a Pression atmosphérique (kPa)

σ' Contrainte principale moyenne

n_e, m_e Exposants qui définissent la dépendance de la rigidité; varient entre 0.4 à 0.6, avec une valeur approximative 0.5

α Coefficient onction de la relation entre les modules élastiques; varie entre 2/3 à 4/3

La réponse plastique

Les déformations plastiques sont formulées en fonction de l'incrément du rapport de contraintes $\Delta\eta$ et contrôlées par la limite élastique (yield surface) et la loi d'écoulement. La surface limite (de type Coulomb) (équation 2-11), la limite élastique (correspondant à l'angle de frottement développé, ϕ'_{mob}) et la ligne définie par l'angle de friction interne à volume constant, ϕ'_{cv}, sont linéaires et passent par l'origine. L'angle de frottement développé durant le changement est exprimée comme suit : $\phi'_{mob} = \arcsin(\eta_{max})$.

La résistance à la rupture est basée sur le critère de Mohr-Coulomb, déjà présenté. Le critère de plasticité (ou rupture) peut être exprimé comme :

$$f_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 * N_{\phi f} = 0 \qquad 2\text{-}11$$

$$N_{\phi f} = \frac{1 + sin\phi'_f}{1 - sin\phi'_f} \quad \text{et} \quad \eta_f = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f} = sin\phi'_f \qquad 2\text{-}12$$

Où ϕ'_f Angle de frottement à la rupture

η_f Rapport de contraintes à la rupture

Le modèle comporte une relation pour estimer la valeur de l'angle de friction interne ϕ'_f (°) à partir de $(N_1)_{60}$ (Beaty et Byrne, 2011) :

$$\phi'_f = \phi'_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10.0} \quad 2\text{-}13$$

Une fois la surface élastique (limite) atteinte, le sol est déformé plastiquement et l'écrouissage plastique se développe suivant une loi d'écoulement hyperbolique (Figure 2-29) (Beaty et Byrne, 1998).

L'incrément de la déformation plastique au cisaillement est exprimé en fonction de l'incrément du rapport de contraintes de cisaillement η.

$$\Delta\gamma^p = \frac{1}{G^p/\sigma'} * \Delta\eta \quad 2\text{-}14$$

Avec $$\Delta\eta = \left[\left(\frac{\Delta t}{p'}\right) - \left(\frac{\tau}{(\sigma')^2}\right) * \Delta p'\right] \quad 2\text{-}15$$

Où G^p Module de cisaillement plastique

Le module de cisaillement plastique (kPa) suit une relation hyperbolique (avec écrouissage apparent) entre le rapport η et la déformation plastique γ (Figure 2-29):

$$G^p = G_i^p * (1 - \frac{\eta}{n_f} * R_f)^2 \quad 2\text{-}16$$

Où G_i^p Module plastique pour faible valeur de η (η=0). f(hfac1,hfac2,n_{cyc})

R_f Rapport η_f/η_{ult}. Utilisé pour tronquer la relation hyperbolique et empêcher la surestimation de la résistance à la rupture. Habituellement prend une valeur entre 0.7 et 0.98. La valeur diminue avec l'augmentation de la densité relative.

η_{ult} Rapport de contraintes asymptotiques qui suit l'ajustement hyperbolique.

On peut aussi écrire :

$$G^p = k_G^p \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{np-1} * (1 - \frac{\eta}{n_f} * R_f)^2 \qquad 2\text{-}17$$

Où k_G^p Coefficient du module de cisaillement plastique

np Exposant

Le modèle permet d'estimer k_G^p et R_f à partir $(N_1)_{60}$ de la suivante manière (Beaty et Byrne, 2011) :

$$k_G^p = 0.003 * k_G^e * {(N_1)_{60}}^2 + 100 \qquad 2\text{-}18$$

$$R_f = 1.0 - \frac{(N_1)_{60}}{100} \qquad 2\text{-}19$$

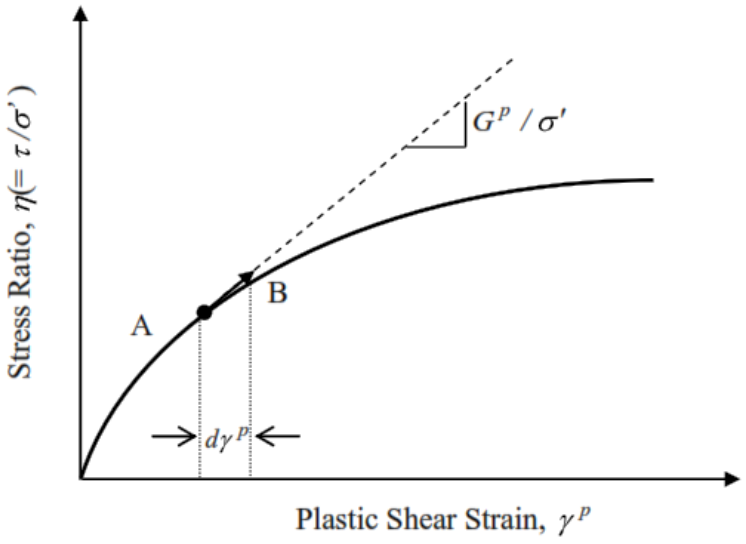


Figure 2-29. Loi hyperbolique d'écrouissage (tirée de Beaty et Byrne, 2011)

L'équation suivante permet de calculer l'incrément de la déformation volumétrique à partir de l'incrément de la déformation plastique en cisaillement (loi d'écoulement) :

$$\Delta\varepsilon_v^p = \left(sin\phi_{cv} - \frac{\tau}{\sigma'}\right) * \Delta\gamma^p \qquad \Delta\varepsilon_v^p = (sin\psi) * \Delta\gamma^p \qquad 2\text{-}20$$

Où ϕ_{cv} Angle de frottement de volume constant

ψ Angle de dilatance.

$$sin\psi = (sin\phi'_{cv} - sin\phi'_{d}) \quad 2\text{-}21$$

La direction de la déformation plastique est contrôlée par la loi d'écoulement plastique. La Figure 2-30 et l'équation 2-20 indiquent que les états de contraintes qui se trouvent sur la ligne de ϕ'_{cv} (angle friction interne à volume constant) ne produisent pas de déformation volumétrique plastique (similaire à l'état critique; James, 2009). Les états de contraintes qui se trouvent en dessous et au-dessus de la ligne de volume constant produisent une déformation volumétrique plastique contractante et dilatante, respectivement. La magnitude de la contraction ou dilatation dépendent de l'orientation du potentiel plastique.

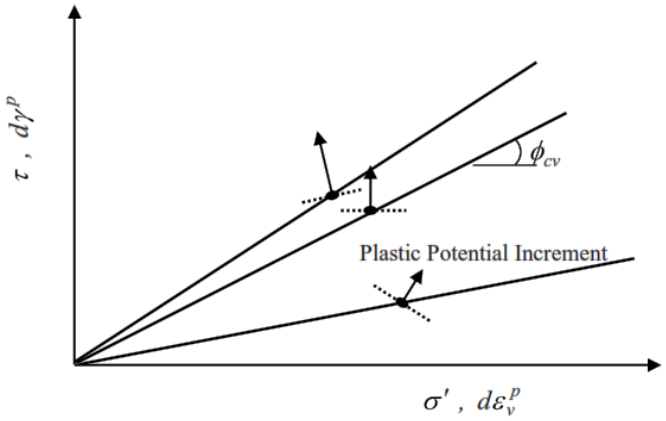


Figure 2-30. Directions de la déformation plastique selon la loi d'écoulement et l'emplacement de la surface limite (tirée de Beaty et Byrne, 2011)

2.5.3.2 Le modèle PM4Sand

Le modèle UBCSAND, présenté dans la section qui précède, représente bien le comportement des sols pulvérulents lorsque les déformations au cisaillement sont relativement petites (Carey et Kutter, 2017). Des études antérieures ont aussi démontré d'autres limitations. Par exemple, James (2009) a constaté que pour modéliser la courbe de résistance cyclique mesurée en laboratoire sur des résidus miniers avec un indice de densité d'environ 74%, le paramètre $(N_1)_{60}$ du modèle UBCSAND devait prendre une valeur de 11, alors que la valeur moyenne de $(N_1)_{60}$ devrait être d'au moins 14 (Cubrinovski et al., 1999). Cette difficulté de bien calibrer les résultats de laboratoire

pour simuler un parc à résidus où la densité relative diffère de l'échantillon de laboratoire peut alors mener à des résultats erronés. D'autres limitations à ce modèle ont été mentionnées par Beaty (2018) et Anthi and Gerolymos, (2019).

Le modèle PM4Sand est un modèle de plasticité cyclique comportant une surface ultime (« bounding surface »), compatible avec la théorie de l'état critique (Boulanger et Ziotopoulou 2017). Le modèle comporte trois paramètres principaux qui doivent être ajustés aux conditions analysées (y compris l'indice de densité) et 21 paramètres secondaires. La courbe d'état critique utilisée dans cette loi de comportement est définie à partir de l'indice de densité suivant la relation de Bolton (1986). Cette relation peut capturer l'influence de la teneur en particules fines et de leur consistance plastique sur la courbe d'état critique (Carraro et al. 2009), mais il faut alors calibrer aussi deux des paramètres secondaires du modèle.

La flexibilité de la formulation de PM4Sand et la bonne concordance avec le comportement des matériaux granulaires permet d'éviter certains des problèmes rencontrés avec UBCSAND (Carey et Kutter, 2017; Anthi and Gerolymos, 2019).

Plus spécifiquement, le modèle PM4Sand, utilisé dans ce projet de recherche est basé sur la théorie de plasticité selon la formulation en contraintes effectives proposée par Dafalias et Manzari (2004). Les contraintes sont représentées par le tenseur 2D, σ, les contraintes principales, σ_1 σ_2 et σ_3 (kPa), la contrainte moyenne, *p'* (kPa), le tenseur des contraintes deviatoriques, *s* (kPa), et le tenseur du rapport de contraintes deviatoriques, *r* (kPa).

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} \end{pmatrix} \tag{2-22}$$

$$p' = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \tag{2-23}$$

$$s = \sigma - p'I = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} - p' & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - p' \end{pmatrix} \tag{2-24}$$

$$r = \frac{s}{p'} = \begin{pmatrix} r_{xx} & r_{xy} \\ r_{xy} & r_{yy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_{xx} - p'}{p'} & \frac{\sigma_{xy}}{p'} \\ \frac{\sigma_{xy}}{p'} & \frac{\sigma_{yy} - p'}{p'} \end{pmatrix} \tag{2-25}$$

Où I est la matrice unitaire d'identité (en 2D)

La déformation est représentée par le tenseur, ε, qui a deux composantes : la déformation volumique ε_v, et le tenseur de déformation déviatorique, *e* (Boulanger et Ziotopoulou 2017).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} \quad 2\text{-}26$$

$$e = \varepsilon - \frac{\varepsilon_v}{3} I = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{yy} - \frac{\varepsilon_v}{3} \end{pmatrix} \quad 2\text{-}27$$

Les incréments de la déformation déviatorique et volumique sont décomposés en composantes élastique et plastique.

$$\Delta e = \Delta e^{el} + \Delta e^{pl} \quad 2\text{-}28$$

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta {\varepsilon_v}^{el} + \Delta {\varepsilon_v}^{pl} \quad 2\text{-}29$$

Où Δe^{el} et Δe^{pl} : incréments du tenseur de déformation deviatorique élastique et plastique

$\Delta {\varepsilon_v}^{el}$ et $\Delta {\varepsilon_v}^{pl}$ incréments de la déformation volumique élastique et plastique

L'état critique

Le modèle PM4Sand suit la relation de Bolton (1986) pour la définition de la ligne d'état critique (Figure 2-31) à partir du calcul de l'indice de densité (ou densité relative D_R) à l'état critique. Le modèle utilise l'indice de densité du sol pour calculer le paramètre d'état relatif ξ_R qui détermine la position du sol (l'état) par rapport à la ligne d'état critique.

$$\xi_R = D_{R,CS} - D_R \quad 2\text{-}30$$

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad 2\text{-}31$$

$$I_{d,CS} = \frac{R}{Q - ln\frac{100 \cdot p'}{p_A}} \quad 2\text{-}32$$

Où	$I_{d,CS}$	Indice de densité du sol à l'état critique
	I_d	Indice de densité du sol (ou densité relative)
	R et Q	Paramètres d'ajustement (Bolton, 1986)

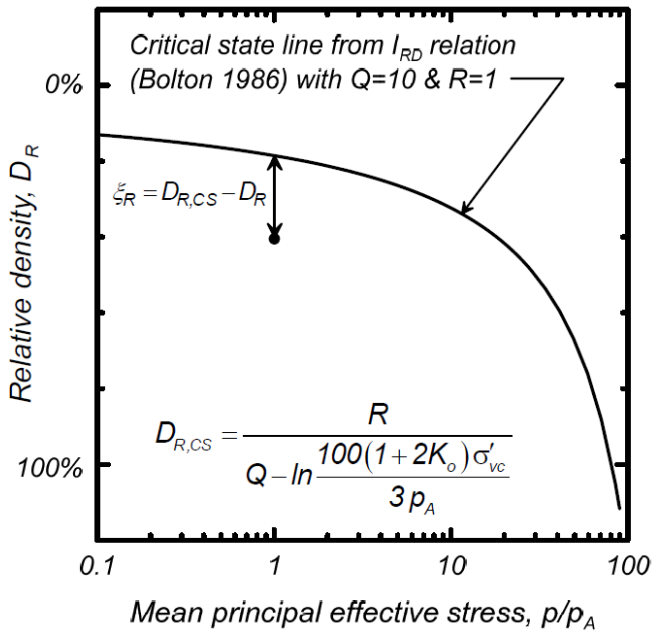


Figure 2-31. Ligne d'état critique selon la relation de Bolton (1986) (tirée de Boulanger et Ziotopoulou 2017)

Les deux paramètres qui contrôlent la ligne d'état critique dans la relation de Bolton, Q et R, sont des paramètres d'entrée secondaires du modèle PM4Sand. La courbe de l'état critique montrée à la Figure 2-31 est basée sur des paramètres Q et R typiques pour des sables (Bolton, 1986). Boulanger et Ziotopoulou (2017) donnent des valeurs de Q=10 et R=1.5 pour avoir une meilleure approximation des résultats d'essais en cisaillement simple (DSS). La valeur de Q est liée au type de grain et contrôle la valeur de p' à laquelle la courbure de la CSL commence à se développer (Boulanger 2003). Des valeurs plus faibles de Q sont généralement obtenues pour les matériaux à grains plus fins, tandis qu'une teneur plus élevée en particules fines (jusqu'à 15 % dans le sable) tend à augmenter les valeurs de Q et R (Carraro et al. 2009). Les résidus miniers, qui montrent une compressibilité et une angularité plus élevée que celles des sables naturels, peuvent entraîner une ligne d'état critique plus basse (Robertson 2018).

Surface de l'état limite, de la dilatance et l'état ultime

Les valeurs qui définissent la surface ultime (« bounding »), M^b, et la dilatance, M^d dans le modèle sont liées au rapport de la contrainte à l'état critique (à partir du paramètre d'état, ξ_R), M (surface critique), selon les équations suivantes :

$$M^b = M * \exp(-n^b \xi_R) = 2\sin(\phi'_{pic}) \quad 2\text{-}33$$

$$M^d = M * \exp(n^d \xi_R) = 2\sin(\phi'_d) \quad 2\text{-}34$$

Avec
$$M = 2\sin(\phi'_{cv}) \quad 2\text{-}35$$

Où n^b et n^d Paramètres qui déterminent la valeur de M^b et M^d.

ϕ'_{pic} Angle de frottement interne au pic (ou à la rupture)

ϕ'_d Angle de frottement interne au début de la dilatance

La surface ultime (M^b) (« bounding ») représente le début du ramollissement et la progression du sol vers l'état critique. À l'état critique (ξ_R=0), les surfaces de l'état ultime et de dilatance coïncident avec celle de l'état critique (M= M^b= M^d); lorsque le sol se trouve du côté dense, (ξ_R<0) M^d<M< M^b ; si le sol est du côté lâche, (ξ_R>0) M^d>M> M^b.

Lors d'un essai de cisaillement drainé, la surface ultime (M^b) est atteinte dans les sables denses au pic de résistance. Dans les sables lâches, la surface ultime (M^b) se trouve sur ou près de la surface critique (M) de manière à montrer un comportement avec écrouissage jusqu'à la rupture sans dilatance. La surface de dilatance (M^d) donne la position de la transformation de phase où le comportement passe de contractant à dilatant. La surface ultime ne peut pas être dépassée, pour tout rapport de contraintes (q/p').

La surface limite (yield) peut être vue comme un cône dans l'espace de p'-q (Figure 2-32a); la fonction pour définir le domaine élastique est exprimée comme suit dans le modèle :

$$f = [(r-\alpha):(r-\alpha)]^{1/2} - \sqrt{\frac{1}{2}}m = 0 \quad 2\text{-}36$$

Où α Tenseur de la contrainte interne associée au centre de la surface limite.

m rayon du cône définissant le domaine élastique; exprimé en fonction du rapport de contraintes

où *:* dénote un produit tensoriel

La fonction limite peut être vue comme la distance (ou différence) entre le rapport de contraintes, *r* et le tenseur de la contrainte interne α (Figure 2-32b). Les surfaces ultime (« bounding ») et de dilatance (Figure 2-32b) sont donc exprimées en fonction de la contrainte interne correspondant au centre des deux surfaces; ces contraintes internes peuvent être exprimées comme suit (Dafalias et Manzari, 2004; Boulanger et Ziotopoulou, 2017).

$$\alpha^b = \sqrt{\frac{1}{2}}[M^b - m]n \qquad 2\text{-}37$$

$$\alpha^d = \sqrt{\frac{1}{2}}[M^d - m]n \qquad 2\text{-}38$$

où

$$n = \frac{r - \alpha}{\sqrt{1/2}m} \qquad 2\text{-}39$$

Où *n* Tenseur unitaire normal à la surface limite.

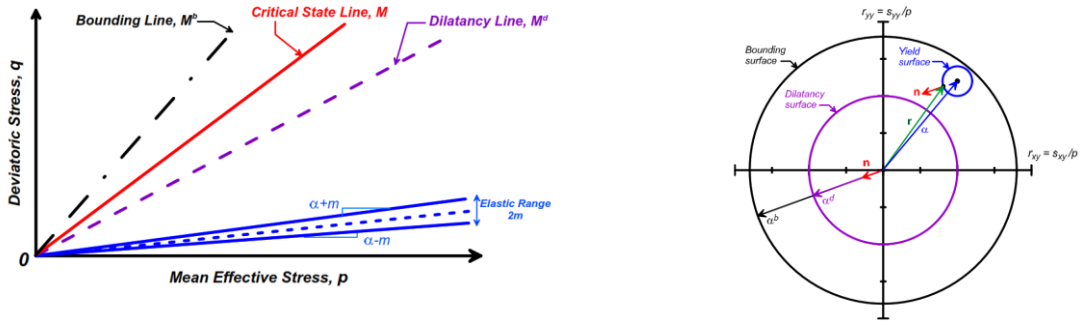


Figure 2-32. a) Lignes dans le plan p'/q représentant les surfaces de l'état ultime (« bounding »), de la dilatance, de l'état limite (yield) et de l'état critique ; b) surfaces vues dans le plane orthogonal r_{yy} et r_{xx} (Boulanger and Ziotopoulou 2017)

Réponse élastique

L'augmentation de la déformation élastique est fonction de l'augmentation des contraintes et varie selon les valeurs des modules de rigidité G (kPa) (ou de cisaillement) et de compressibilité K (kPa), selon les relations usuelles suivantes :

$$\Delta e^{el} = \frac{\Delta s}{2G} \qquad 2\text{-}40$$

$$\Delta {\varepsilon_v}^{el} = \frac{\Delta \mathrm{p}'}{K} \qquad 2\text{-}41$$

Le module de rigidité est ici fonction de la contrainte moyenne :

$$G = G_o p_A \left(\frac{p'}{p_A}\right)^{1/2} C_{SR} \qquad 2\text{-}42$$

Où G_o Coefficient du module de rigidité.

C_{SR} Facteur pour prendre en compte les effets de l'état des contraintes

Le calcul du module de cisaillement dans ce modèle n'est pas fonction de l'indice de vides (comme dans autres formulations, e.g Dafalias et Manzari, 2004) car la variation de l'indice de vides aurait un faible effet par rapport aux contraintes de confinement. Par conséquent, la calibration de G à partir des ondes de vitesse de cisaillement ne nécessite qu'une seule constante (G_o) (Boulanger and Ziotopoulou 2017).

L'inclusion du paramètre C_{SR} afin de tenir en compte l'effet du rapport des contraintes dans le module peut être réalisée selon l'expression suivante :

$$C_{SR} = 1 - C_{SR,o}\left(\frac{M}{M^b}\right)^{m_{SR}} \qquad 2\text{-}43$$

L'effet du rapport de contraintes sur le module de cisaillement peut être inférieur à 10% lorsque le rapport des contraintes principales effectives est inférieur à 2.5 mais peut atteindre de valeurs significatives (20 à 30%) pour des rapports de contraintes principales supérieurs (Boulanger and Ziotopoulou 2017). Une valeur de C_{SR}=0.5 et m_{SR}=4 donnerait des résultats appropriés avec le modèle; ceci permet d'avoir des faibles effets sur le module pour de faibles rapport de contraintes

(*r*) et d'augmenter l'influence sur le module jusqu'à une réduction de 60% lorsque le rapport de contraintes (*r*) est sur la surface ultime (M^b) (Boulanger and Ziotopoulou 2017).

Ce modèle peut tenir compte des effets de l'historique de déformation sur la structure du sol (« fabric ») à partir du tenseur *z* :

$$\Delta z = -\frac{c_z}{1+\left\langle \frac{z_{cum}}{2z_{max}} - 1 \right\rangle} \frac{\langle -\Delta {\varepsilon_v}^{pl} \rangle}{D} (z_{max} n + z) \qquad 2\text{-}44$$

Où $\Delta\varepsilon_v^{pl}$ Incrément de la déformation volumique

z_{cum} Norme des changements cumulatifs de z ou terme cumulatif de la déformation plastique déviatorique

z_{max} Valeur maximale de z; calculé à partir du paramètre d'état

c_z Paramètre qui contrôle le taux de changement de z

Le paramètre z est introduit dans le calcul du module du cisaillement, tel que montré dans l'équation qui suit, afin de mieux prendre en considération l'évolution du comportement non linéaire élastique. Le module devient ainsi fonction des contraintes et de l'effet de l'histoire mécanique sur la structure du sol. Cette structure influence le comportement mécanique du sol (incluant la réponse non drainée), et peut refléter par exemple l'effet du mode de préparation des éprouvettes sur la rigidité, la résistance et la dilatance (Lee et al. 1999).

$$G = G_o p_A \left(\frac{p'}{p_A}\right)^{1/2} C_{SR} \left(\frac{1+\frac{z_{cum}}{z_{max}}}{1+\frac{z_{cum}}{z_{max}} C_{GD}} \right) \qquad 2\text{-}45$$

Où C_{GD} Paramètre qui décrit l'effet de la dégradation de G jusqu'à de très grandes valeurs de z_{cum}

Dans le modèle, la dégradation du module de cisaillement élastique est représentée par le terme lié aux effets de l'histoire et la structure (fabric) et au terme de déformation déviatorique plastique cumulative z_{cum}. Lorsque la déformation au cisaillement plastique augmente avec la destruction progressive de la structure du sol, z_{cum} augmente aussi, ce qui entraîne une dégradation progressive du module de cisaillement. Le module de compressibilité étant lié au module de cisaillement, ce

dernier se dégrade également avec l'incrément de z_{cum}, ce qui provoque une réduction de l'écrouissage pour de grandes déformations au cisaillement après que la ligne de transformation de phase a été atteinte. Ceci permet au modèle d'approximer la réponse hystérétique contrainte-déformation d'un sol lorsqu'il se liquéfie (Boulanger and Ziotopoulou 2017).

La réponse plastique

Un indice de chargement, L, (de manière similaire au modèle proposé par Dafalias et Manzari 2004), est utilisé pour calculer la composant plastique de l'incrément de la déformation volumique et la déformation deviatorique. La loi d'écoulement non associée est :

$$\Delta {\varepsilon_v}^{pl} =< L > D \qquad 2\text{-}46$$

$$\Delta e^{pl} =< L > R' \qquad 2\text{-}47$$

Où D Tenseur de dilatance.

R' Composante deviatorique de R qui définit la direction de l'incrément de déformation plastique

avec

$$R = n + \frac{1}{3} DI \qquad 2\text{-}48$$

$$D = \frac{\Delta {\varepsilon_v}^{pl}}{\sqrt{1/2}|\Delta \gamma^{pl}|} \qquad 2\text{-}49$$

L'incrément de contraintes pour un incrément de déformation imposé peut être calculé comme suit :

$$\Delta \sigma = 2G\Delta e + K\Delta \varepsilon_v I - \langle L \rangle (Gn + KDI) \qquad 2\text{-}50$$

Le modèle tient compte de l'écrouissage et du ramollissement par un déplacement cinématique de la surface limite dans l'espace des contraintes. Ce déplacement s'exprime en fonction du rapport de contrainte inverse (α) qui définit le centre de la surface limite. L'axe de la surface limite (transition du domaine élastique au domaine plastique) se déplace selon la règle d'écrouissage suivante:

$$\Delta\alpha = \langle L \rangle \frac{2}{3} h(\alpha^b - \alpha) \quad 2\text{-}51$$

$$h = \frac{3}{2} \frac{K_p}{p'(\alpha^b - \alpha) : n} \quad 2\text{-}52$$

Où

Où K_p Module plastique (kPa)

h Coefficient d'écrouissage

Le module plastique dans ce modèle suit la formulation suivante :

$$K_p = G h_o \frac{[(\alpha^b - \alpha) : n]^{0.5}}{\left[exp\left[(\alpha - \alpha_{in}^{app}) : n\right] - 1\right] + C_{\gamma 1}} C_{rev} \quad 2\text{-}53$$

Où

$$C_{rev} = \frac{(\alpha - \alpha_{in}^{app}) : n}{(\alpha - \alpha_{in}^{true}) : n} \; for \; (\alpha - \alpha_{in}^{p}) : n \leq 0 \quad 2\text{-}54$$

=1 autrement

Où C_{rev} Facteur pour tenir en compte de l'effet des cycles de déchargement-chargement

$C_{\gamma 1}$ Constante pour éviter la division par zéro. Elle a aussi un léger impact sur la non-linéarité et l'amortissement aux petites déformations de cisaillement

h_o Paramètre pour ajuster le rapport entre le module plastique et le module élastique. Il est calculé à partir de l'indice de densité donné au modèle.

On observe ici que le module plastique est proportionnel au module de cisaillement et à la distance entre l'état actuel de contraintes (α) et son image sur la surface ultime (α^b); il est inversement proportionnel à la différence entre (α) et le rapport initial de contraintes inverse (α_{in}^{app}).

Les équations qui décrivent le calcul de la contraction et dilatance volumétrique plastique, et l'effet de la structure (fabric) ne sont pas présentées ici, mais elles sont incluses dans le manuel développé par Boulanger et Ziotopoulou (2017), avec plusieurs autres éléments du modèle PM4Sand. Ce modèle, implanté dans FLAC, a été utilisé pour mener les simulations présentées dans la thèse.

Paramètres principaux

L'indice de densité, I_d, peut être estimé à partir corrélations de test SPT ou CPT (Idriss et Boulanger, 2008) ou plus précisément sur la base de l'indice de vides mesuré (équation 2-31).

$$I_d = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \qquad 2\text{-}55$$

$$I_d = 0.465\left(\frac{q_{C1N}}{C_{dq}}\right)^{0.264} - 1.063 \qquad 2\text{-}56$$

Où C_d *et* C_{dq} Constantes qui varient avec les caractéristiques du sol. Ils prennent des valeurs de 0.46 et 0.9 respectivement pour les sables (Idriss et Boulanger, 2008).

Le coefficient du module de cisaillement G_o peut être estimé à partir du $(N_1)_{60}$ (Boulanger et Ziotopoulou, 2017) ou plus précisément à partir de l'ajustement du module de cisaillement à partir de la vitesse des ondes de cisaillement (convertis au module de cisaillement) mesurés in situ tel que réalisé au chapitre 5.

$$G_o = 167\sqrt{(N_1)_{60} + 2.5} \qquad 2\text{-}57$$

Le paramètre h_{po} est le dernier paramètre à être ajustée afin de reproduire les déformations volumétriques plastiques pendant la contraction. Le paramètre du taux de contraction h_{po} peut être calibré de manière itérative afin que les courbes prédites du rapport de résistance cyclique s'adaptent aux courbes expérimentales obtenues en laboratoire.

Paramètres secondaires

Le paramètre n^b est utilisé pour définir la surface ultime initial. Il affecte la distance entre la surface ultime (M^b) à l'état critique; plus la valeur de n^b est petite, plus la surface ultime est proche de la surface critique. Par conséquent, ceci contrôle la vitesse à laquelle la surface ultime s'approche de la surface d'état critique. Le paramètre contrôle aussi la dilatance et le pic de l'angle de frottement effectif.

Le paramètre n^d, est utilisé pour définir la surface de dilatance initial. Il est lié à la distance de la surface dilatance à l'état critique. Ce paramètre contrôle le rapport de contrainte auquel la contraction passe à la dilatance, ce qui est souvent appelé la transformation de phase. La valeur par défaut (0.10) produit un angle de transformation de phase légèrement inférieur à ϕ'_{cv}, ce qui est conforme avec les données expérimentales.

Les indices de vides maximal, e_{max}, et minimal, e_{min}, sont importants pour le calcul de l'indice de densité. Cependant, les auteurs remarquent que l'optimisation de ces paramètres n'est pas nécessaire pour des problèmes pratiques, car l'ajustement d'autres paramètres aura un plus grand impact sur les résistances monotone et cyclique.

Les paramètres de la ligne d'état critique, Q et R, contrôlent la position de ligne d'état critique; ils ont donc une forte influence sur la valeur du paramètre d'état et par conséquent sur les surfaces.

Il existe de nombreux autres paramètres secondaires dont la plupart sont déterminés à partir de l'indice de densité ou des valeurs typiques obtenues en laboratoire. Boulanger et Ziotopoulou (2017) fournissent des explications supplémentaires sur la formulation et sur les valeurs des paramètres du modèle

2.5.4 Modèles constitutifs dynamiques pour des sols plastiques

Il existe aussi des modèles constitutifs capables de représenter le comportement statique et dynamique des sols plastiques, ayant un comportement similaire à celui des argiles (« clay like »). La modélisation des tels sols plastiques est souvent réalisée avec le modèle élasto-plastique Mohr Coulomb, qui donne usuellement une représentation valable pour évaluer les conditions de rupture en condition de chargement statique. Mais ce modèle ne peut pas représenter plusieurs aspects du comportement, incluant le calcul des déformations et des pressions interstitielles en excès (Boulanger et Ziotopoulou 2018). En condition quasi-statique, les modèles de type CamClay (Roscoe et Burland, 1968) sont plus appropriés, mais ils ne sont usuellement pas bien adaptés au comportement cyclique.

Boulanger et Ziotopoulou (2018) ont développé le modèle PM4Silt en contraintes effectives afin de représenter le comportement cyclique et statique (mais pas la consolidation) des silts et des argiles de faible plasticité. Comme ce modèle est utilisé dans cette thèse, il est présenté ici de façon succincte.

Modèle PM4Silt

Le modèle PM4Silt est basé sur le modèle PM4Sand. C'est un modèle de plasticité avec une surface ultime qui est aussi compatible avec l'état critique. Certaines modifications dans la formulation ont été réalisées pour l'adapter aux matériaux de faible plasticité. Les plus importants changements portent sur l'état critique et la surface ultime. Les diverses modifications et les équations complètes sont présentées dans le manuel de Boulanger et Ziotopoulou (2018).

L'état critique

Le modèle utilise le paramètre d'état, ξ, qui est la différence entre l'indice de vides du sol actuel, *e*, et celle de l'état critique, e_{cs} pour une contrainte moyenne *p'* donnée. La ligne d'état critique est approximativement linéaire dans un plan semi-log, avec une pente, λ. L'indice des vides critique prend une valeur de Γ lorsque p'=1 kPa (Figure 2-33). L'indice des vides à l'état critique est donné par l'équation suivante.

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda * \ln\left(\frac{p'}{1kPa}\right) \qquad 2\text{-}58$$

$$\xi = e - e_{cs} \qquad 2\text{-}59$$

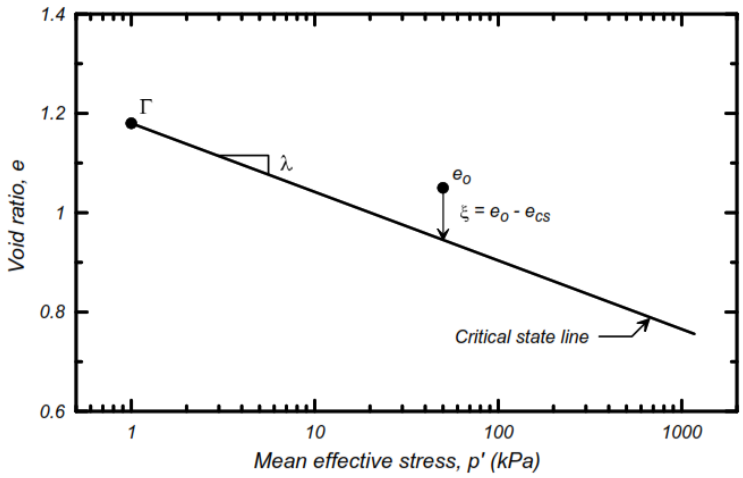


Figure 2-33. Ligne d'état critique du modèle PM4Silt et paramètre d'état (tiré de Boulanger et Ziotopoulou 2018)

Les surfaces ultime, de dilatance et limite

Les paramètres associés aux surfaces de dilatance, M^d et de l'état critique, M, sont les mêmes que dans le modèle PM4Sand. La surface ultime définie par M^b s'exprime différemment selon que le sol se trouve du côté dense et relativement sec (« dry side ») ou lâche et humide (« wet side ») (Figure 2-34):

État lâche

$$M^b = M * \exp\left(-n^{b,wet}\xi\right) \quad (2\text{-}60)$$

État dense

$$M^b = M * \left(\frac{1 + C_{Mb}}{\frac{p'}{p'_{cs}} + C_{Mb}}\right)^{n^{b,dry}} \quad (2\text{-}61)$$

$$C_{Mb} = \frac{1}{\left(\frac{M^{b,max}}{M}\right)^{1/n^{b,dry}} - 1} \quad (2\text{-}62)$$

$$M^{b,max} = 2sin(\phi'_{max}) \quad (2\text{-}63)$$

La valeur de $M^{b,max}$ correspond à l'angle de frottement maximal qui peut être mobilisé à faible pression, i.e. $\phi_{,max}$

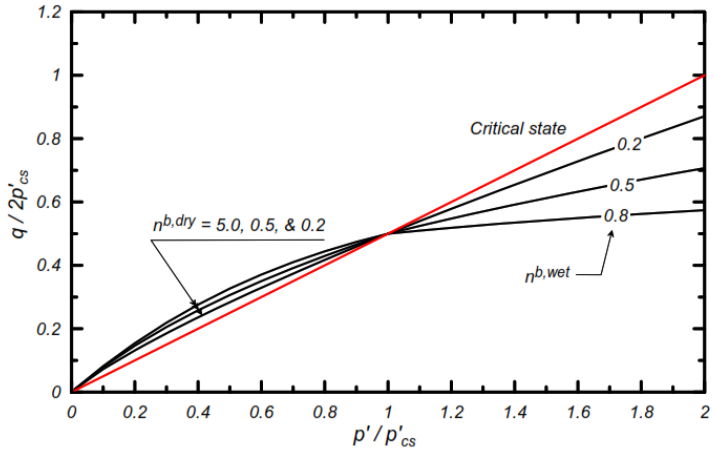


Figure 2-34. Schémas des lignes correspondant aux états ultime, et critique dans l'espace p'/q pour une valeur fixe de l'indice de vides; $n^{b,dry}$ (pour des conditions denses à l'état critique) et $n^{b,wet}$ (pour des conditions lâches)

2.5.5 Modèle hystérétique de l'amortissement

L'utilisation d'amortissement hystérétique permet de tenir compte de la dégradation du module de cisaillement avec la déformation en cisaillement. Dans les travaux présentés dans cette thèse, la dégradation du module de cisaillement ($G/G_o=M_s$) et l'amortissement avec la déformation en cisaillement ont été introduits pour les matériaux modélisés avec le modèle Mohr Coulomb à l'aide du modèle hystérique sigmoïdal Sig3 (ou Sig4) (Itasca, 2016). Le modèle Sig3 est composé de trois paramètres a, b et x_o qui interviennent dans l'équation suivante

$$M_s = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L - x_o}{b}\right)} \qquad 2\text{-}64$$

Dans cette équation, le paramètre L est le logarithme de la déformation en cisaillement (%). Le numérateur permet de contrôler l'amplitude de la courbe; le paramètre b contrôle l'extension de la courbe dans l'axe de la déformation en cisaillement; et le paramètre x_o défini la position de la courbe de l'axe de la déformation en cisaillement (Itasca, 2016).

CHAPITRE 3 DÉTERMINATION DE L'ALÉA SISMIQUE À CONSIDÉRER POUR L'ANALYSE DU COMPORTEMENT ET DE LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES PARCS À RÉSIDUS

L'Est du Canada se situe dans une région géologique continentale stable de la plaque nord-américaine, qui subit généralement une activité sismique relativement faible. Cependant, cette activité sismique peut-être localement modérée, en raison de champs de contraintes régionaux plus élevés (Adams et al. 1991; Fader, 2005; CGC, 2019). Ainsi, au Québec, la zone située le long de la vallée du Saint-Laurent est considérée comme sismiquement à risque. Au cours des derniers siècles, plusieurs séismes avec de graves conséquences se sont produits dans cette zone (p. ex. les séismes de Charlevoix de 1663 (Locat, 2011), Saguenay de 1988 (Mitchell et al. 1990).

Trois zones sismiques ont été identifiées pour le territoire du Québec, où les séismes se produisent à des profondeurs allant jusqu'à 30 km : (i) Ouest du Québec (WQU); (ii) Charlevoix (CHV); et (iii) Bas-St-Laurent (BSL) (CGC, 2019). La commission géologique fournit pour chaque zone sismique la magnitude possible, ainsi que les paramètres de récurrence, ce qui permet ensuite d'intégrer ces sources à l'analyse probabiliste de l'aléa sismique (Adams et Halchuk, 2003) tel que fait dans le code national du bâtiment du Canada (NBC, 2015). Couplés à des modèles de tremblements de terre corrélant des mesures d'intensité à la magnitude et la distance d'un séisme, il est possible de définir l'intensité à utiliser localement pour concevoir une construction spécifique pour une période de retour donnée. La 5e génération du modèle probabiliste d'aléa sismique est en vigueur actuellement au Canada (NBC, 2015), et cette version a été utilisée dans cette étude. La 6e génération du modèle d'aléa sismique sera probablement officialisée au cours de l'année 2022.

La production minière du Québec est principalement réalisée dans trois régions : le Nord-du-Québec, l'Abitibi-Témiscamingue et la Côte-Nord (Entreprises Québec, 2022). La région de l'Abitibi-Témiscamingue se trouve dans la zone sismique de l'ouest du Québec (WQU), à la limite ouest de la zone (Figure 3-1). Cette région présente la plus grande concentration de mines actives et fermées (souvent en phase de restauration) ainsi que de parcs à résidus miniers de roches dures au Québec (Gouvernement du Québec, 2021). Il s'agit d'une zone sismique relativement peu active (mais pas inactive). À titre d'exemple, la ville de Val-d'Or, que se trouve à l'intérieur de la zone, a un aléa sismique qui donne des accélérations maximales du sol (PGA) d'environ 0.069 et 0.133

(g) pour un site de classe A (NEHRP, 2003) et des périodes de retour de 2,475 et 10,000 ans respectivement, ce qui correspond à un niveau faible à intermédiaire d'aléa sismique.

La zone CHV, qui ne comprend pas un grand nombre de mines, est la plus active de l'Est du Canada (Figure 3-1). La ville de Saguenay se trouve à l'intérieur de cette zone; l'aléa sismique local correspondant à un PGA d'environ 0.44 et 0.86 (g) pour un site de classe A (NEHRP, 2003) pour des périodes de retour de 2,475 et 10,000 ans respectivement, ce qui correspond à un niveau élevé d'aléa sismique.

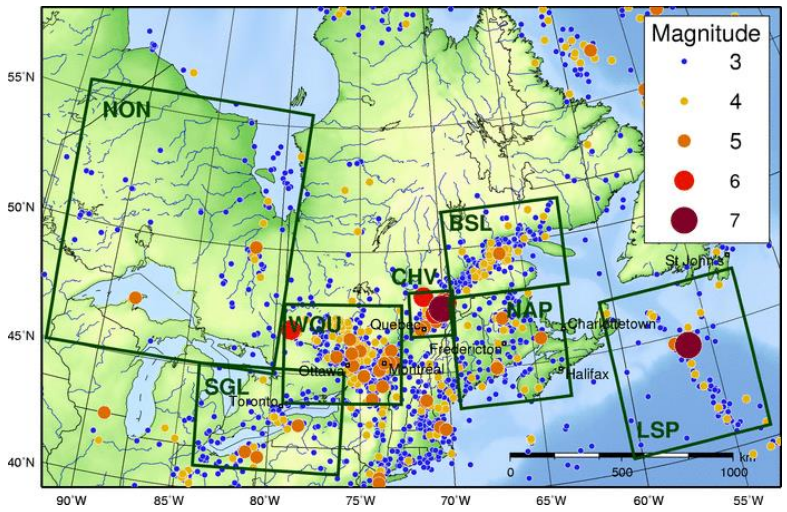


Figure 3-1. Les zone sismiques de l'Est du Canada et les magnitudes sismiques répertoriées dans le temps (CGC, 2022)

3.1 Normes de conception sismique des parcs à résidus

Les codes ou normes qui guident la conception sismique des parcs à résidus formulent des recommandations sur la période de retour et l'aléa sismique associé selon différents critères afin de protéger les travailleurs, la population, les biens et les écosystèmes avoisinants. Par conséquent, les digues doivent être en mesure de résister à un séisme de grande intensité sans un relâchement incontrôlé d'eau ou résidus (CDA, 2007, 2014). L'association canadienne de barrages recommande de réaliser la conception sismique des ouvrages pour des périodes des retour sélectionnés selon les risques (probabilités et conséquences) d'une rupture. L'évaluation donne une classification de l'ouvrage de retenu de faible à extrême qui mène à des périodes de retour allant de 500 à 10,000 ans (CDA, 2007, 2014). La directive 019 (2012) du Québec, actuellement en révision au MELCC, recommande de prendre une période de retour minimale de 2,475 ans pour les parcs à résidus

(Gouvernement du Québec, 2012), correspondant à une probabilité d'occurrence de 2% en 50 ans. Le guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration de sites miniers au Québec indique que les événements récurrents critiques devraient être basés sur une période de retour de 10,000 ans, correspondant à une probabilité annuelle de 10^{-4} (MERN, 2017). Les codes, guides et lignes directrices en vigueur montrent donc que la conception sismique de digues de retenue de parcs à résidus requiert, en général, des probabilités de dépassement annuelles inferieures de 1/2,475 à 1/10,000 ans.

Une fois la probabilité annuelle sélectionnée, les analyses probabilistes d'aléa sismique fournissent le spectre de conception (UHS) pour un site donné. Le spectre de conception représente la réponse maximale d'un système élastique à une série temporelle d'accélération; cette approche est conservatrice parce qu'il est peu probable qu'un séisme produise les accélérations spectrales maximales du spectre de conception pour toutes les périodes (NIST, 2011). De plus, le spectre de conception obtenu est essentiellement indépendant de la durée du séisme et du nombre de cycles. Néanmoins, les paramètres caractéristiques des séismes sont également importants, car ils peuvent contrôler le comportement dynamique des structures et des systèmes géotechniques, qui dépendent des déplacements et de la liquéfaction, ayant tendance à augmenter avec la durée et le nombre de cycles. La durée significative du séisme tend usuellement à augmenter avec la magnitude sismique et la distance à la source (Kempton et Stewart, 2006).

3.2 Spectre de conception et désagrégation sismique

Le spectre d'aléa uniforme (uniform hazard spectrum, UHS) pour les villes de Malartic et du Saguenay sont présentés dans la Figure 3-2 (i.e. accélération spectrale en fonction de la période). Le spectre de la ville de Malartic a été obtenu à partir d'une analyse spécifique de site réalisée par Golder (2018) pour une période de retour de 2,475 et 10,000 ans. Le spectre de la ville de Saguenay pour une période de retour de 2,475 ans a été obtenu à partir de la calculatrice d'aléa sismique de la Commission géologique du Canada, CGC (NBC, 2015) et le spectre pour une période de retour de 10,000 ans a été extrapolé selon les recommandations de la commission. Comme attendu, les spectres montrent des grandes différences dans l'accélération spectrale, pour chaque zone sismique. Les deux spectres montrent la plus grande accélération spectrale autour d'une période de 0.1 sec (fréquence de 10 Hz), ce qui est commun pour les séismes de la côte Est du Canada qui ont généralement des fréquences élevées.

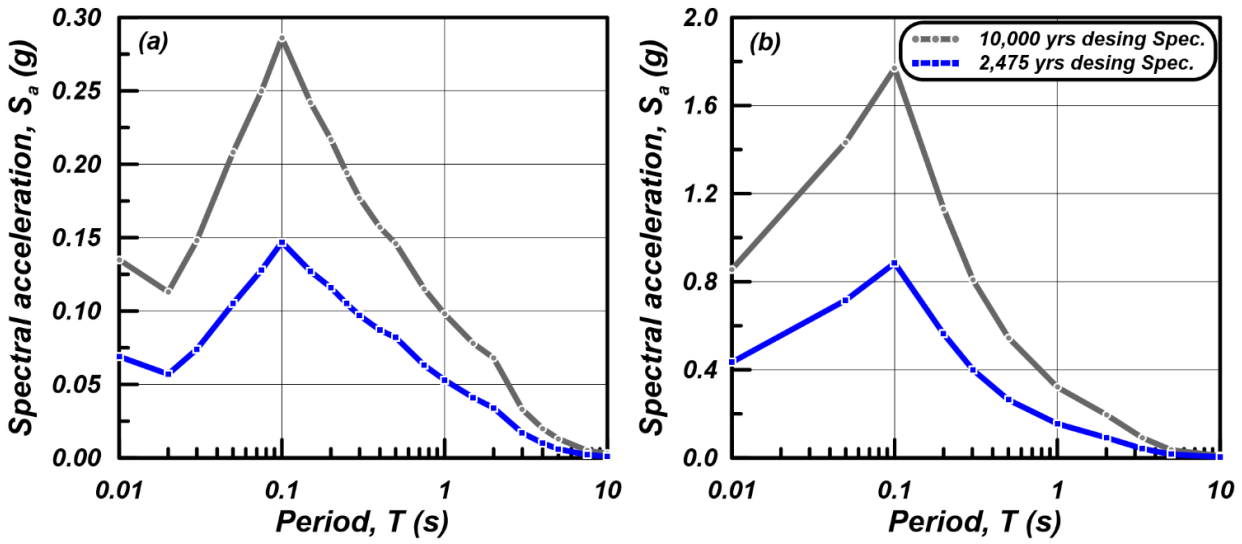


Figure 3-2. Aléas sismiques, présentés sous forme d'accélération spectrale en fonction de la période, pour les villes de a) Malartic (adapté de Golder, 2018) b) Saguenay (adapté de CGC, 2020)

La désagrégation sismique permet d'évaluer la contribution de chaque paire (magnitude et distance à l'hypocentre ou la source) à l'aléa sismique de la région pour une période de retour établie (p. ex. Adams et Halchuck, 2003), ce qui permet d'identifier les scénarios sismiques les plus probables (NIST, 2011).

Les désagrégations sismiques pour des périodes de retour de 2,475 (Figure 3-3a) et 10,000 ans, pour la ville de Malartic (tableau 3-1), donnent des valeurs de magnitude du moment (M_w) de 6.7 à 7.3 et des distances à la source de 92 à 239 km, dépendamment des scénarios et des mesures d'intensité considérées. Les valeurs de magnitude sont relativement élevées, mais les distances des sources à la ville sont très grandes ce qui produit de faibles valeurs d'accélérations spectrales.

La désagrégation sismique obtenue pour la ville de Saguenay, pour 2,475 (Figure 3-3b) et 10,000 ans (ajusté selon la recommandation de la CGC (2019b), indiquent des valeurs de magnitude du moment (M_w) qui sont comprises entre 6.5 et 7.5 et de les distances à la source qui vont de 20 à 90 km pour le mode et la moyenne (tableau 3-2). Les valeurs de la magnitude sont similaires aux valeurs produites pour la zone de Malartic, mais les distances à la source sont beaucoup plus petites, ce qui génère les grandes différences dans l'énergie des spectres d'accélération de deux villes.

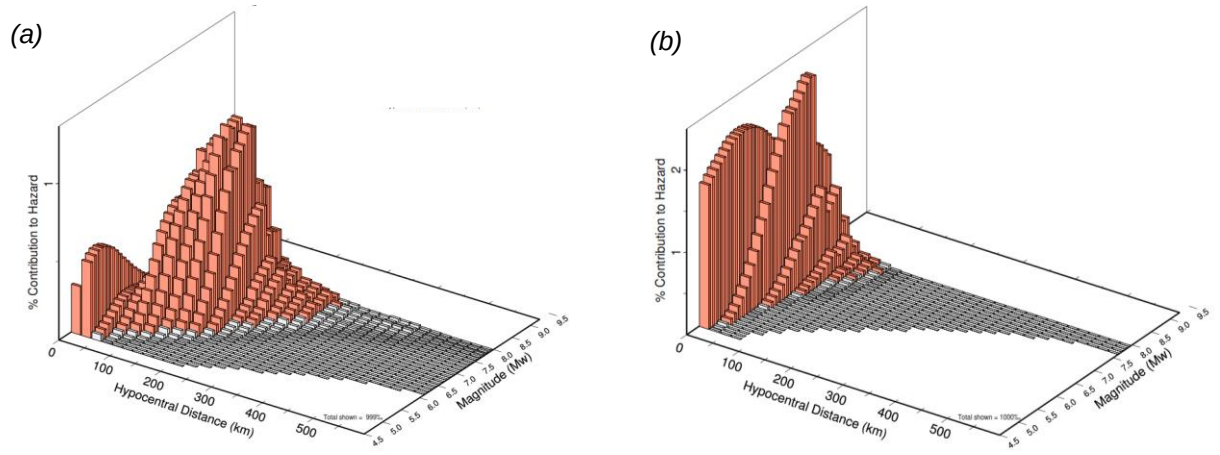


Figure 3-3. Désagrégation sismique au PGA à une période de retour de 2,475 ans pour les villes a) Malartic (adapté de CGC, 2019c) b) Saguenay (adapté de CGC, 2020)

Les tableaux 3-1 et 3-2 présentent les valeurs moyennes et le mode. En général, ces données indiquent que la magnitude calculée pour la moyenne produit des valeurs inférieures à celles obtenues pour le mode. Les distances, à des périodes supérieures à 0.5 s, sont toutefois plus grandes pour la moyenne que pour la mode.

Tableau 3-1 Désagrégation sismique obtenue pour la ville de Malartic (adaptée de Golder,2018)

	2,475 ans				10,000 ans			
T (Période Spectral)	Mag. Moy.	Mag. Mode	Dist. Moy.	Dist. Mode	Mag. Moy.	Mag. Mode	Dist. Moy.	Dist. Mode
0.01 PGA	6.7	7.25	119	150	6.70	7.25	92	130
0.2	6.8	7.25	133	150	6.90	7.25	106	130
1	7.2	7.75	239	490	7.30	7.25	186	150

Tableau 3-2 Désagrégation sismique pour des conditions sismiques pour la ville de Saguenay (adaptée de CGC, 20120)

		2,475 ans				10,000 ans*			
T (Période Spectral)		Mag. Moy.	Mag. Mode	Dist. Moy.	Dist. Mode	Mag. Moy.	Mag. Mode	Dist. Moy.	Dist. Mode
0.01	PGA	6.53	7.25	25	30	7.13	7.5	25	30
0.1		6.53	7.35	23	30	7.13	7.5	23	30
0.2		6.64	7.25	25	30	7.24	7.5	25	30
0.3		6.72	7.25	27	30	7.32	7.5	27	30
0.5		6.81	7.15	32	30	7.41	7.5	32	30
1		6.95	7.15	41	30	7.5	7.5	41	30
2		7.08	7.15	54	30	7.5	7.5	54	30

*La magnitude sismique, M_w, a été extrapolée avec l'addition de 0.6 unités de magnitude (CGC, 2019b). Une valeur M_w de 7.5 a été considérée comme maximale.

3.3 Sélection des accélérogrammes

L'évaluation du comportement et de la stabilité sismique des parcs à résidus débute par la sélection des accélérogrammes qui sont compatibles avec le spectre de conception, i.e. avec une forme du spectre similaire, en particulier dans l'intervalle des périodes d'intérêt pour spectre de conception (aléa). La comptabilité des spectres est le facteur souvent jugé le plus important (NIST, 2011). Les principales caractéristiques influençant la forme du spectre sont les intervalles de magnitudes et de distance et la condition du site (Kalkan et Chopra, 2010).

La désagrégation sismique joue un rôle très important dans la caractérisation des séismes sélectionnés puisqu'elle permet d'identifier les magnitudes et les distances qui contribuent le plus dans la construction de l'aléa sismique de la zone d'intérêt. Ceci donne alors des informations très utiles pour la sélection des accélérogrammes.

Les conditions du site du modèle numérique et des accélérogrammes doivent être similaires. Normalement, les accélérogrammes sont appliqués à la base du modèle numérique composé de roche. Pour des analyses dynamiques dans la roche, un V_{s30} supérieur à 760 m/s (valeur inferieur de la vitesse des ondes de cisaillement pour classifier un sol comme la roche, NEHRP, 2003) est

prise pour les accélérogrammes sélectionnés. En général, la période prédominante du spectre des sites est inférieure dans la roche que dans le sol (Kalkan et Chopra, 2010).

Les parcs à résidus sont des structures où la performance sismique est évaluée selon les « dégâts (ou dommages) cumulés » (p. ex. liquéfaction et déplacements) pendant et après le séisme. Le contenu fréquentiel et la durée ont une grande influence sur la réponse exprimée en termes des déplacements et de la liquéfaction (Kempton et Stewart, 2006). Par conséquent, la durée significative du séisme est un autre paramètre à considérer lors de la sélection des accélérogrammes.

Un grand nombre d'accélérogrammes permet de compenser pour les portions de spectres individuels qui tombent en dessous du spectre de conception, selon les pics d'autres spectres, et ainsi d'obtenir un spectre moyen très similaire au spectre de conception; le spectre moyen doit égaler ou dépasser le spectre de conception (USACE, 2009). Le nombre d'accélérogrammes recommandé pour analyser la réponse non linéaire d'une structure est d'au moins 5 à 7 dans le but d'obtenir un bon degré de confiance et de précision sur la réponse moyenne (USACE, 2009; FEMA, 2012). Le NBC (2015) recommande 11 accélérogrammes; NIST (2011) mentionne que plus de 7 accélérogrammes sont nécessaires pour estimer la réponse moyenne avec un degré de confiance et une précision élevée.

3.4 Ajustement des accélérogrammes

Il existe différentes méthodologies pour l'ajustement des enregistrements au spectre de conception. Comme il sera présenté dans cette section, la première méthodologie consiste à ajuster l'enregistrement sélectionné à une période d'intérêt (généralement la période naturelle Ts de la structure) ou sur une plage de périodes d'intérêt (généralement 0.2 T_s à 1.5T_s). La deuxième approche comprend l'ajustement des enregistrements à de mesures d'intensité (Intensity measures, IM) spécifiques comme l'accélération maximale du sol (PGA) et la vitesse maximale du sol (PGV). Ces deux méthodes sont décrites plus loin.

Une autre méthode utilisée est l'ajustement spectral « Spectral Matching » à l'aide de techniques appliquées dans le domaine fréquentiel ou du temps. Cependant, cette méthode ne sera pas présentée ici parce qu'elle n'a pas été utilisée dans ce projet de recherche; elle doit être appliquée

avec précaution due aux possibles modifications indésirables dans les accélérogrammes qui peuvent se produire lors de son utilisation (NIST, 2011).

3.4.1 Ajustement des spectres selon la période

L'ajustement des enregistrements à la période d'intérêt, T_s, ou sur une plage de périodes d'intérêt sont les méthodes recommandées par Atkinson (2009), l'association canadienne des barrages (CDA, 2014), le code national du bâtiment du Canada (NBC, 2015), et de nombreuses autres publications et codes (e.g. ASCE 7, 2016; ATC-63, 2009).

L'ajustement réalisé à la période d'intérêt (méthodes : ATC (Figure 3-4a), Sa(Ts), etc.) consiste à ajuster les accélérogrammes sélectionnés selon un facteur qui est calculé comme le rapport entre l'accélération spectrale du spectre de conception et l'accélération spectrale des accélérogrammes sélectionnés à la période d'intérêt. Ceci permet d'obtenir des accélérogrammes ajustés qui ont l'accélération spectrale requise par le spectre de conception à la période d'intérêt (Figure 3-4a).

L'ajustement dans la plage d'intérêt (méthodes : SIa, ASCE, Atkinson, etc.) peut être réalisé en utilisant un facteur multiplicateur afin que l'aire sous la courbe des spectres des réponses des accélérogrammes sélectionnés, entre les deux périodes sélectionnées, correspondent à l'aire que se trouve sous la courbe du spectre de conception sur la même plage de périodes (voir méthode Sia, Figure 3-4b)). Ce type d'ajustement donne une réponse moyenne proche (méthode SIa) ou un peu plus élevée (méthode ASCE) que le spectre de conception (Michaud et Léger, 2013). L'ajustement peut aussi être réalisé en modifiant le facteur d'ajustement (NCB, 2015) dans le but de produire des spectres qui ne sont pas inférieurs au spectre de conception (Figure 3-4c) pour des périodes dans la plage d'intérêt (NIST, 2011).

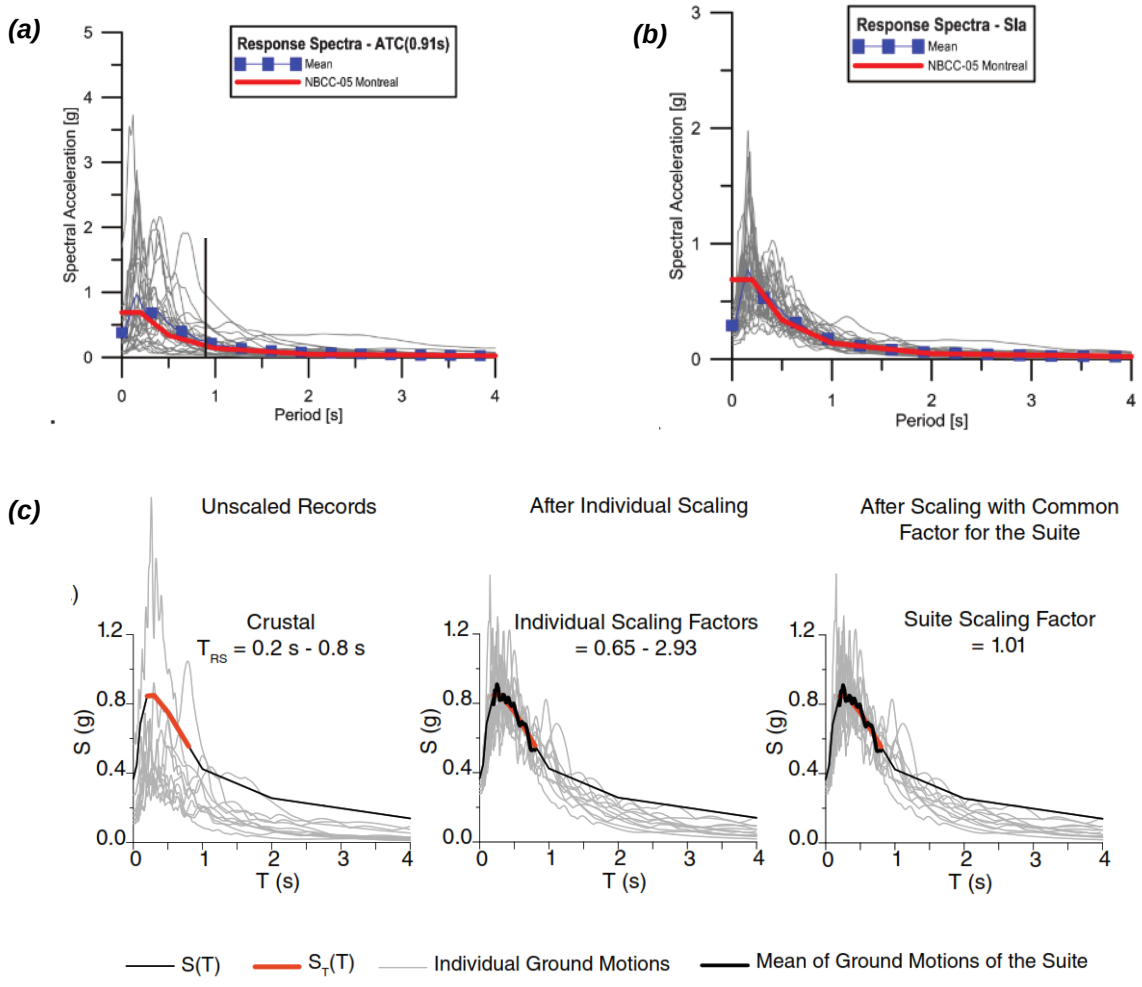


Figure 3-4. Ajustement des spectres des accélérogrames à la plage d'intérêt a) Méthode ATC, avec Ts à 0.91s b) Méthode SIa (Michaud et Léger, 2013) b) Méthode du facteur d'ajustement (NBC, 2015)

3.4.2 Ajustement des spectres selon des mesures d'intensité

L'aléa sismique et la réponse de systèmes géotechniques sont généralement étudiés en utilisant des paramètres décrivant l'amplitude maximale du mouvement du sol tels que l'accélération maximale du sol (PGA) et la vitesse maximale du sol (PGV). Cependant, le PGA n'est pas, en général, un bon indicateur de l'intensité et du contenu fréquentiel des séismes (Michaud et Léger, 2013) et l'ajustement des accélérogrammes au PGA peut produire une réponse moyenne loin du spectre de conception (Figure 3-5).

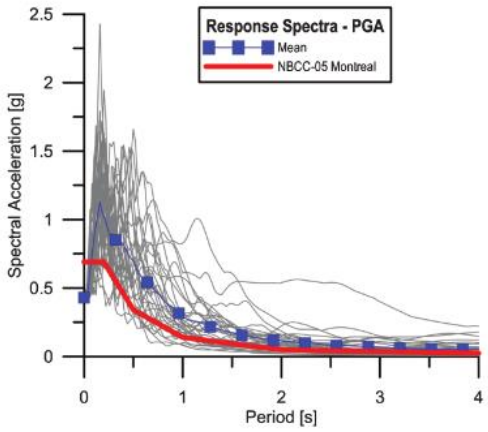


Figure 3-5. Ajustement des spectres des accélérogrames au PGA (Michaud et Léger, 2013)

D'autres mesures d'intensité peuvent être utilisées pour évaluer la réponse de systèmes géotechniques tels que les parcs de résidus, comme par exemple de mesures d'intensité cumulative telle que l'Intensité Arias, AI, et la vitesse absolue cumulée, CAV. L'utilisation de mesures cumulées (au lieu d'utiliser une seule valeur d'indicateur comme le PGA ou le PGV) présente l'avantage d'évaluer le risque de liquéfaction plus précisément (Kramer et Mitchell, 2006).

L'AI est un indice de l'énergie sismique qui tient compte de la durée, de la fréquence et de l'amplitude des séismes. L'AI est aussi reconnue comme une bonne mesure d'intensité pour quantifier la capacité du sol (ou des résidus) à résister à la liquéfaction (Green et Mitchell, 2003; James 2009; James et Aubertin 2017). Une procédure a été proposée pour évaluer le potentiel de liquéfaction, basée sur une charge sismique et une résistance du sol évaluées selon AI (Kayen et Mitchell, 1997). Il y a toutefois quelques inconvénients dans la procédure qui font qu'elle est peu utilisée (p. ex. au niveau de l'influence de la contrainte de confinement effective sur la résistance du sol) (Green et Mitchell, 2003). Travasarou et Bray (2003) ont également montré que l'AI est une bonne mesure d'intensité afin d'évaluer les déplacements permanents (déplacements de Newmark) des structures en terre. Il a aussi été montré que IA est une mesure d'intensité efficace pour évaluer le rapport de pression interstitielle sous une fondation (Dashti et Karimi 2017), et les déplacements permanents de barrages en remblai (Armstrong et al. 2021). Une mesure d'intensité efficace (Luco et Cornell, 2007, Zafarani et al. 2022) est une mesure qui mène à un écart type relativement faible pour un paramètre de demande d'ingénierie, EDP, d'intérêt (e.g., déplacements de digues) suite à des simulations.

La bonne représentativité de l'intensité Arias pour l'analyse de la liquéfaction et des déplacements permanents font que AI est une bonne mesure d'intensité pour ajuster les accélérogrammes sélectionnés. La réponse des accélérogrammes ajustés à une mesure d'intensité efficace (comme AI) engendre une faible dispersion et de bons niveaux de confiance dans l'évaluation des paramètres d'intérêt comme la liquéfaction (Kramer et Mitchell, 2006).

3.5 Détermination de l'intensité Arias

Des équations de prédiction des mouvements sismiques (Ground-Motion Prediction Equations) pour le calcul de l'intensité Arias ont été développées par plusieurs auteurs (e.g. Kramer,1996; Travasarou et al. 2003b; Abrahamson et al. 2016, et autres). La grande majorité des études ont cependant été réalisées pour des séismes de la côte Ouest de l'Amérique du Nord, à l'exception des études réalisées par Lee et Green (2010) et Farhadi et al. (2020) qui ont ajusté des paramètres (magnitude et distance) pour les séismes du côté Est « régions continentales stables » de l'Amérique du Nord.

Lee et Green (2010) ont développé une relation empirique (Figure 3-6a) à partir de 22 accélérogrammes enregistrés et 280 accélérogrammes ajustés au roc pour des sites du côté Est (selon les données de MacGuire et al. (2001) database). Ils ont toutefois utilisé des séismes ajustés de la côte Ouest en raison du petit nombre d'accélérogrammes avec des magnitudes et des intensités importantes disponible.

Farhadi et al. (2020) ont établi une relation empirique (Figure 3-6b) à partir de 771 accélérogrammes enregistrés dans différents types de sols (NGA-East database, Goulet et al. 2014) avec l'addition d'un facteur d'ajustement à la relation empirique proposé par Campbell et Bozorgnia (2019) pour la région de l'Ouest.

La Figure 3-6 montre ces relations, et illustre les grandes différences pour l'intensité Arias calculée. Par exemple, à une distance de 10 km et pour une magnitude sismique de 7.5, l'AI est d'environ 7.5 m/s pour la relation donnée par Lee et Green (2010) et d'environ 0.7 m/s pour la relation donnée par Farhadi et al (2020). L'influence de tenir en compte (Lee et Green, 2010) ou non (Farhadi et al. 2020) des séismes avec une grande magnitude lors de la régression pourrait être la cause principale de ces différences. Il a été vue à la section 3.2 que pour les périodes de retour souvent utilisés lors de la conception de parcs à résidus au Québec (i.e. 2,500 et 10,000 ans), les magnitudes

sismiques sont importantes; la relation de Lee et Green (2010) serait donc plus appropriée pour établir l'intensité Arias correspondant aux séismes de conception.

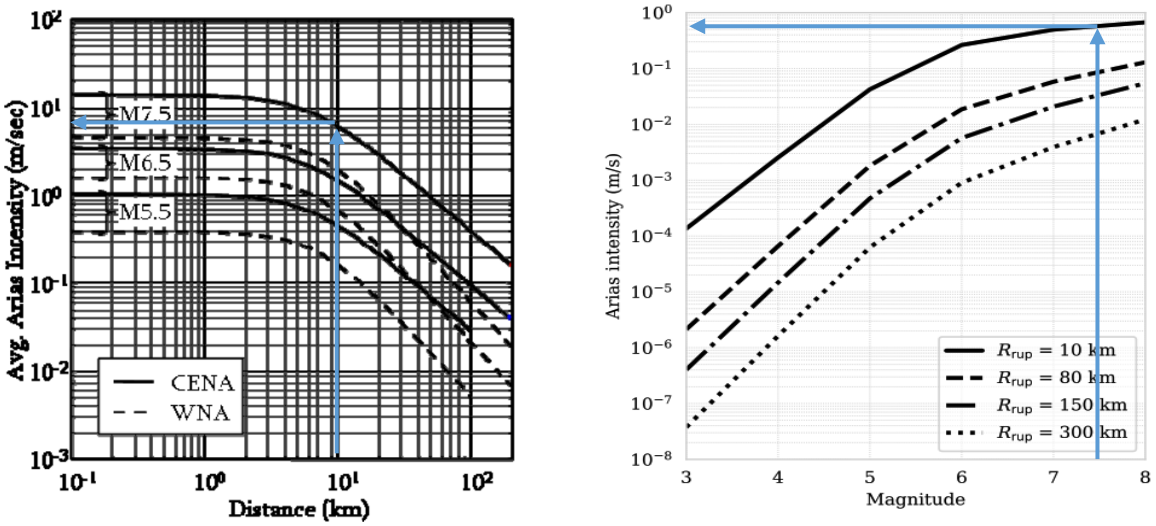


Figure 3-6. Relations qui permettent d'estimer l'intensité Arias en fonction de la magnitude sismique et la distance a) Lee et al. (2010) b) Farhadi et al. (2020) ; la ligne bleu montre la valeur de l'AI pour une paire identique de distance et magnitude

L'intensité Arias montrée aux Figure 3-7 et 3-8 a été obtenue à partir des relations empiriques précitées (avec une plage de ± une fois l'écart type, en lignes pointillées) pour des magnitudes et distances (moyenne et mode, tableau 3-1 et 3-2) correspondant à des périodes de retour de 2,475 et 10,000 ans. Les valeurs sont plus élevées avec la méthode de Lee et al. (2010) que celles obtenues de Farhadi et al. (2020), tel qu'anticipé.

Les valeurs de l'intensité Arias selon Farhadi et al. (2020) pour les deux périodes de retour pour la ville de Malartic (Figures 3-7a, 3-8a) sont inférieures à 0.06 m/s ou 0.08 m/s, ce qui correspondrait à une limite inférieure pour différencier les séismes qui produisent des dommages sur des structures ou des glissements de terrain (Bustos et Stafford, 2012; Harp et Wilson, 1995). Les valeurs estimées selon Lee et al. (2010) pour les périodes de retour de 2,475 ans et 10,000 ans varient de 0.06 à 0.125 m/s (Figure 3-7a) et 0.103 à 0.147 m/s (Figure 3-8a) respectivement. Une valeur unique de 0.125 m/s peut être utilisée afin de représenter les deux périodes de retour de conception; elle correspond approximativement à la valeur obtenue selon la mode pour une période de retour de

2,475 ans et à une valeur intermédiaire entre la moyenne et le mode pour 10,000 ans. Cette valeur de AI = 0.125 m/s sera utilisée dans la suite de ces travaux.

Les résultats obtenus pour la ville de Saguenay (Figure 3-7b, 3-8b) avec la relation de Farhadi et al. (2020) produisent des valeurs de AI supérieures à la limite inférieure pour causer des dommages, mais donnent des valeurs trop faibles pour bien représenter l'énergie d'un séisme avec les caractéristiques données au tableau 3-2. Les valeurs de AI estimées avec la relation de Lee et al. (2010) pour les périodes de retour de 2,475 ans et 10,000 ans varient de 0.36 à 1.15 m/s et 1.0 à 2.15 m/s respectivement. La valeur retenue ici pour l'intensité Arias est 0.94 m/s; celle-ci correspond à une valeur intermédiaire pour le mode pour une période de retour de 2,475 ans et elle proche des valeurs obtenues pour la moyenne à 10,000 ans. L'incertitude dans les valeurs de magnitude (pour un incrément de 0.6 sur la valeur à 2,475 ans avec un maximum de 7.5) et de la distance (distance à la source égale à celui de 2,475 ans) font que la valeur retenue se situe dans la fourchette supérieure pour la période de retour de 2,475 ans; cette période de retour sera donc utilisée dans la suite pour la région du Saguenay.

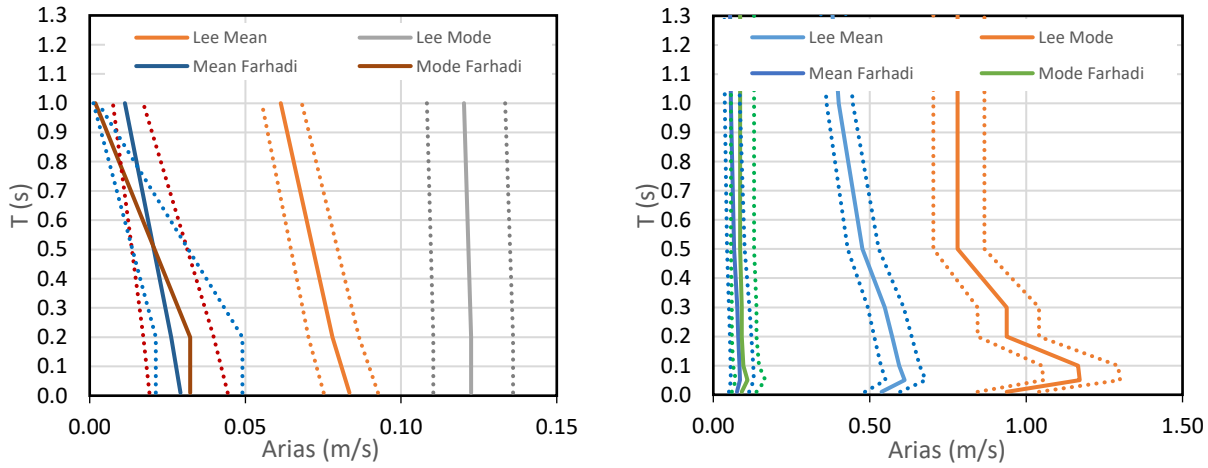


Figure 3-7. Intensité Arias moyenne (traits pleins) et plage correspondant à une écart type (lignes pointillées) calculée selon les deux relations, pour une période de retour de 2,475 ans a) Malartic b) Saguenay

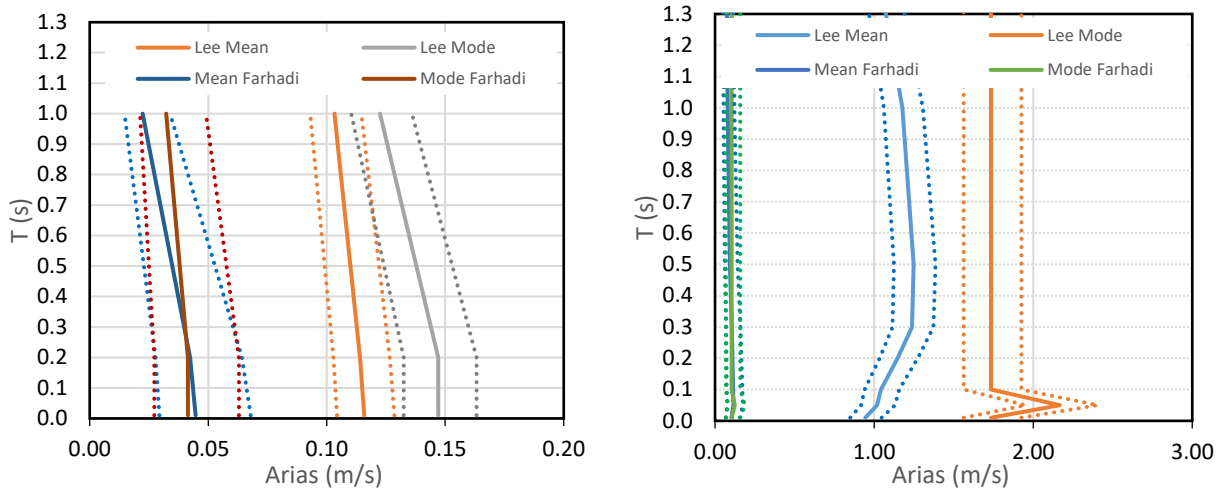


Figure 3-8. Intensité Arias moyenne et un fois l'écart type (ligne pointillés) pour une période de retour de 10,000 ans a) Malartic b) Saguenay

Le spectre de conception est quelques fois basé sur un spectre d'aléa uniforme (UHS), ce qui veut dire que chaque point est associé à la même période de retour, et a donc la même probabilité de dépassement. Chaque période spectrale est toutefois contrôlée par un scénario différent (i.e. une paire magnitude-distance). La probabilité que le spectre soit dépassé pour toutes les périodes spectrales n'est cependant pas réaliste, car cela impliquerait la contribution de plusieurs séismes rares avec la même période de retour (Baker, 2011). Une alternative au spectre UHS est le Spectre Conditionnel Moyen (CMS) (Baker, 2011) qui donne un spectre « moyen » conditionné à une valeur d'accélération spectrale ciblée à une période d'intérêt (e.g. la période naturelle de la structure). La procédure d'évaluation du CMS, présentée par Baker (2011), implique le calcul du paramètre, ε, qui représente le nombre d'écarts types d'une mesure d'intensité obtenue par un calcul d'aléa sismique (prise comme valeur de conception) et sa valeur médiane prévue pour une magnitude et une distance donnée et calculée par un modèle de tremblement de terre (GMM). Dans le cadre de ce projet de recherche, on s'intéresse en particulier au paramètre ε afin d'estimer la rareté du séisme de conception par rapport à un scénario prévu. Ce paramètre permet d'ajouter l'influence du nombre d'écarts types nécessaire pour ajuster le séisme prédit pour une magnitude et une distance donnée (GMM) au spectre de conception, et ainsi introduire le nombre d'écarts types dans la prédiction de l'intensité Arias.

La valeur du paramètre ε a été calculée pour une accélération spectrale ciblée à une période de 0.6 s (période naturelle moyenne du parc à résidus modélisé, calculé selon Ts $=^{4H}/_{V_s}$) et pour chaque période spectrale du spectre de conception pour une période de retour de 2,475 ans pour la ville de Malartic (Figure 3-9), avec le modèle GMM pour ENA proposé par Atkinson et Adams (2013). Le paramètre ε ciblée pour l'accélération spectrale à une période de 0.6 s prend une valeur de 5.24 (Annexe B), ce qui indique que plus de cinq écarts type doivent être ajoutés au spectre du GMM pour attendre la valeur du spectre de conception à 0.6s.

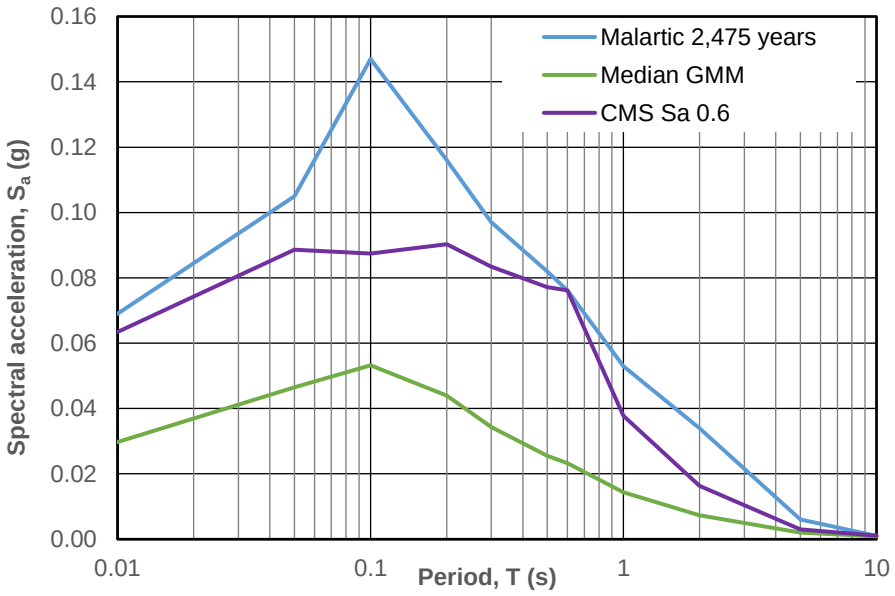


Figure 3-9. Spectre Conditionnel Moyen (CMS) calculé à la période de 0.6s, spectre GMM et Spectre de conception pour une période de retour de 2,475 ans, correspondant à la ville de Malartic

Le calcul de l'intensité Arias pour la ville de Malartic a été réalisé à nouveau à partir des relations empiriques précitées en prenant en compte la valeur de ε calculée (avec une plage de + une fois l'écart type* ε, en lignes pointillées, Figure 3-10, Annexe A). Pour les deux modèles d'intensité Arias, cela a résulté en une augmentation des valeurs prédites, particulièrement pour celle de Farhadi et al. (2020) qui montre un plus grand écart type. Les valeurs pour la moyenne des deux modèles sont ainsi plus proches l'une de l'autre pour la période de retour de 2,475 ans, calculées avec le ε de la période (0.6 s); les deux méthodes donnent des valeurs proches de la valeur évaluée précédemment de l'intensité Arias (0.125 m/s). Pour la période de retour de 10,000 ans, les valeurs

évaluées pour la moyenne sont assez différentes pour chaque modèle; les valeurs obtenues par la relation de Farhadi et al. (2020) peuvent être considérées trop élevées pour les valeurs attendues pour ce site, car avec de tels niveaux d'énergie, les spectres résultants seraient bien au-dessus du spectre de conception.

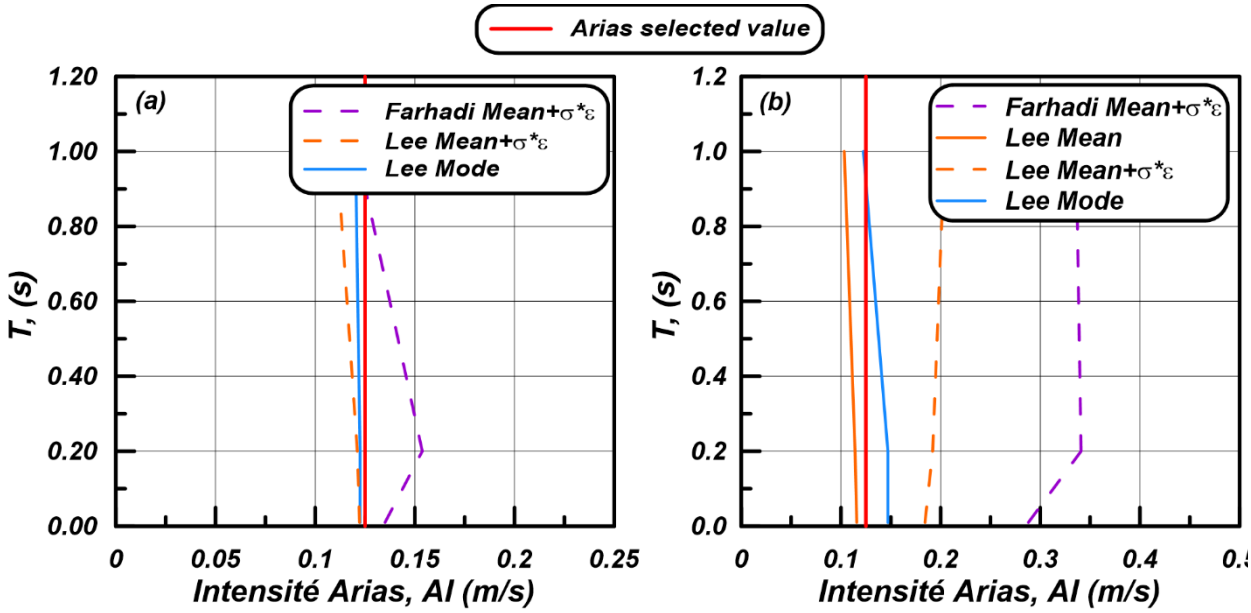


Figure 3-10. Calcul de l'intensité Arias prenant en compte l'effet du paramètre ε dans l'écart type de méthodes du Lee et al. (2010) et Farhadi et al. (2020) pour la ville de Malartic et une période de retour a) 2,475 ans b) 10,000 ans

3.6 Sélection des accélérogrammes et ajustement à l'intensité Arias

Tel que mentionné plus haut, les accélérogrammes compatibles avec les spectres de conception ont été sélectionnés à partir des bases de données NGA-East (Goulet et al. 2014) et NGA-West2 (Ancheta et al. 2013), de la CGC (CGC, 2019b) et des mouvements synthétiques pour les régions de l'Est du Canada (Atkinson, 2009). Bien que les enregistrements inclus dans les bases de données de l'Est soient plus pertinents pour l'aléa sismique dans la région considérée, elles ne contiennent que quelques séismes avec les magnitudes et intensités requises. Les séismes du NGA-West2 ont aussi été considérés pour obtenir un plus nombre d'enregistrements compatibles avec le spectre de conception et les magnitudes. Les aléas sismiques dans la région géographique d'intérêt sont associés à des séismes à haute fréquence, mais des scénarios alternatifs avec des mouvements à basse fréquence (i.e. pour une fréquence prédominante, F_{pred}, inférieure à 7 Hz) ont également été

sélectionnés afin d'étudier la variabilité dans les réponses des systèmes. Les accélérogrammes ont été enregistrés à des distances entre 7 km et 190 km, et ont une durée significative (D_{5-95}) de 4.5 à 28 secondes, ce qui fournit une bonne plage pour ces paramètres.

Les enregistrements sélectionnés ont été ajustés aux différents niveaux d'intensité Arias précédemment sélectionnés, pour représenter les niveaux caractéristiques d'énergie de chacune des zones géographiques (villes) étudiées. Les caractéristiques des séismes ajustés à l'intensité Arias de 0.125 m/s (Malartic) et 0.94 m/s (Saguenay) présentées dans le tableau 3-3 seront utilisées dans les simulations numériques présentées plus loin.

Tableau 3-3 Paramètres des accélérogrammes de basse et de haute fréquences utilisés pour les simulations numériques ajustés à l'intensité Arias sélectionée

Nom	Record	$V_{s(30)}$ (m/s) ou condition du sol	M_w	Distance (km)	D_{5-95} (s)	PGA Saguenay (m/s^2)	PGA Malartic (m/s^2)	F_{pred} (Hz)
				Séismes de haute fréquence				
Saguenay	S49	2000	5.9	92	9.8	4.39	1.60	8.3
Nahanni	ENT	Rock	6.8	7	4.5	4.56	1.69	16.7
Atkinson 7.0	42-2	Rock	7.0	94	7.6	3.14	1.16	16.7
Turkey	ABY090	Rock	7.3	16	28.8	2.83	1.03	7.1
SOR	315	Rock	6.7	54	25.4	2.88	1.05	25.0
Chichi	TCU095	Rock	7.6	43	14.5	3.98	1.45	10.0
Chichi	1518	887	7.6	94	21.6	2.20	0.80	10.0
Tottori	3920	1047	6.6	70	16.8	2.27	0.83	12.5
Tottori	6287	1068	6.6	191	10.9	2.84	1.04	12.5
Iwate	5670	1423	6.9	83	17.4	2.21	0.81	12.5
				Séismes de basse fréquence				
Loma Prieta	804	1020	6.9	63	11.3	2.38	0.87	4.2
Northridge	1709	1015	5.3	22	8.2	3.31	1.21	2.1
Northridge	E4	Rock	7.0	20	19.6	2.20	0.80	4.6
El Mayor	6041	827	7.2	111	24.1	2.07	0.76	5.6
San Fernando	80	969	6.6	22	10.7	2.73	0.99	3.8
Morgan	455	1428	6.2	15	8.3	3.85	1.40	7.0
Tabas	143	767	7.3	2	16.5	2.37	0.86	4.8
Kocaeli	1165	811	7.5	7	12.0	2.45	0.89	3.6
Tottori	6428	1288	6.6	188	28.0	2.30	0.84	5.0
Tottori	3954	967	6.6	15	7.9	3.16	1.15	5.0

Les valeurs sélectionnées de l'intensité Arias produisent des spectres moyens qui ont des petites différences avec le spectre de conception et correspondent donc assez bien au spectre de conception dans la plage des périodes d'intérêt (0.2 T_s à 1.5T_s), pour une période de retour de 10,000 ans pour la ville de Malartic et pour une période de retour de 2,475 ans pour la ville de Saguenay (comme illustré sur la Figure 3-11), notamment pour les séismes de contenu à haute fréquence. Les spectres moyens des séismes de basses fréquences produisent des valeurs du PGA plus faibles et des accélérations spectrales plus grandes pour T>0.15 s, malgré le même contenu d'énergie pour les deux types de fréquences.

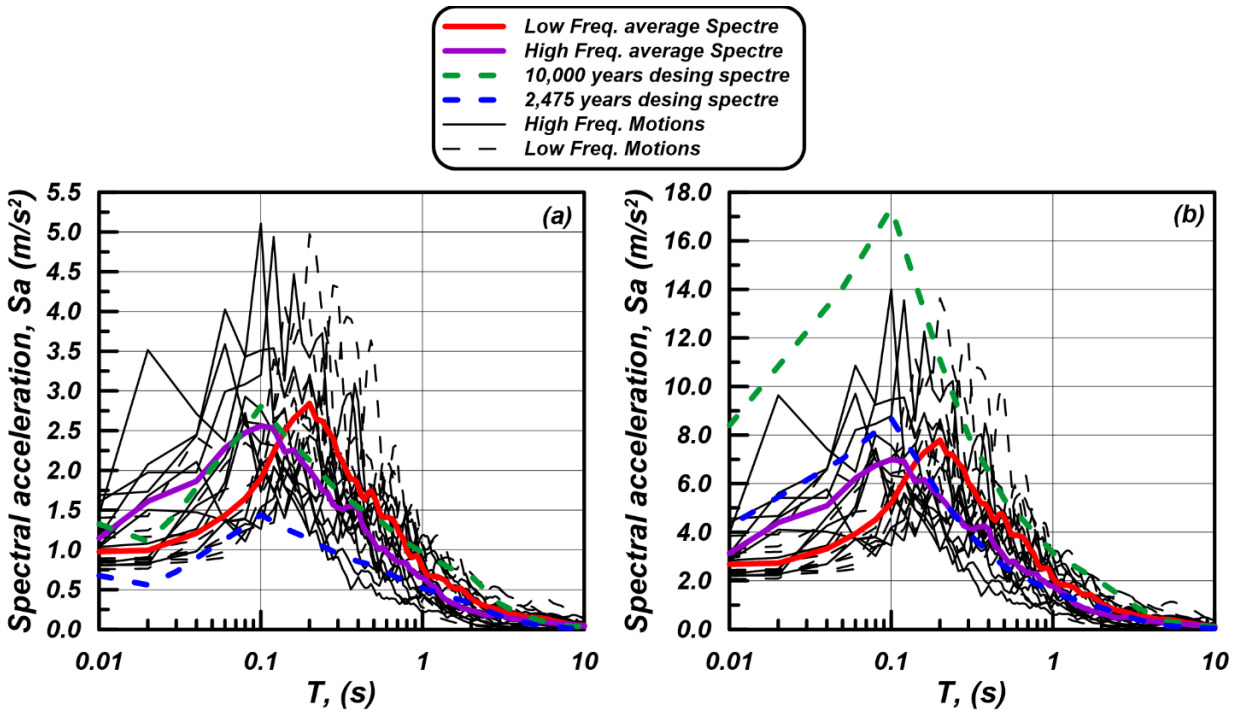


Figure 3-11. Spectre de conception pour un période de retour de 2,475 et 10,000 ans; spectre moyen de dix accélérogrammes sélectionnés et spectres individuels de chaque accélérogramme ajustés à l'intensité Arias pour a) Ville de Malartic b) Ville de Saguenay

3.7 Dernières remarques

Les normes de conception sismique exigent de faibles probabilités de récurrence dans l'évaluation de la stabilité sismique de parcs à résidus, en raison des impacts sociaux, environnementaux et économiques d'une rupture. L'est du Canada, qui se retrouve dans une région continentale stable,

peut néanmoins présenter des intensités sismiques moyennes à élèves pour les régions où se déroulent les activités minières.

Les accélérogrammes sélectionnés pour les analyses sismiques doivent montrer une forme du spectre similaire au spectre de conception. La forme du spectre est fortement influencée par la magnitude, la distance et la condition du site. Par conséquent, la sélection des accélérogrammes doit être réalisée en prenant comme référence ces facteurs d'influence, selon la désagrégation sismique.

Les accélérogrammes sont souvent ajustés à une plage de périodes de l'accélération spectrale tel que préconisé par certains codes et ligue directrices (NIST, 2011; NBC, 2015; ASCE 7, 2016). L'ajustement à des mesures d'intensité cumulées offre toutefois l'avantage de pouvoir évaluer plus précisément le risque de liquéfaction qui est une des principales causes d'instabilité dans les parcs à résidus

La détermination de la valeur de l'intensité Arias pour l'ajustement des accélérogrammes peut être complexe, comme on l'a vu dans ce qui précède. Il existe peu d'études pour la détermination de l'AI et les méthodes disponibles peuvent donner des valeurs très différentes pour une même combinaison de magnitude et distance.

L'incorporation des séismes compatibles de l'ouest de l'Amérique du Nord a permis ici d'obtenir une plus large gamme pour des accélérogrammes avec des magnitudes qui correspondent à la désagrégation sismique. L'incorporation des séismes de basse fréquence va permettre de vérifier leur influence sur la liquéfaction et les impacts sur la stabilité de parcs. Les principaux résultats obtenus dans ce chapitre seront donc utilisés, et mis en valeur, dans les chapitres suivants, qui présentent diverses simulations sismiques du comportement de parcs à résidus miniers.

3.8 Références

Abrahamson, C., Michael Shi, H., and Yang, B. 2016. Ground-Motion Prediction Equations for Arias Intensity Consistent with the NGA-West2 Ground-Motion Models. PEER Report No. 2016/05

Adams, J., and Basham, P. 1991. The seismicity and seismotectonics of eastern Canada. Neotectonics of North America

Adams, J. and Halchuk, S. 2003. Fourth generation seismic hazard maps of Canada: values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada, Geological Survey of Canada Open File 4459, 155 pp.

American Society of Civil Engineers (ASCE). 2005. Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities, ASCE 43-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia

American Society of Civil Engineers (ASCE). 2016. Minimum design loads for buildings and associated criteria for building and other structures. ASCE/SEI, Reston, Virginia

Ancheta, T. D., et al. 2013. PEER NGA-West2 database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center

Armstrong, R., Kishida, T., and Park, D. 2021. Efficiency of ground motion intensity measures with earthquake-induced earth dam deformations. Earthquake Spectra, 37(1), 5-25.

Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, 36(6): 991–1000

Atkinson, G. M., and Adams, J. 2013. Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. Canadian Journal of Civil Engineering, 40 (10), 988-998.

Applied Technology Council (ATC-63). 2009. Quantification of building seismic performance factors. Redwood City, California. Rapp. FEMA-P695.

Baker, J. W. 2011. Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. Journal of Structural Engineering, 137(3), 322-331.

Bustos, A. G., and Stafford, P. J. 2012. On the use of Arias intensity as a lower bound in the hazard integration process of a PSHA. In Proceedings, 15th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 24-28).

Campbell, K. W., and Bozorgnia, Y. 2019. Ground motion models for the horizontal components of Arias intensity (AI) and cumulative absolute velocity (CAV) using the NGA-West2 database. Earthquake Spectra, 35(3), 1289-1310.

Canadian Dam Association (CDA), 2007. Dam safety guidelines. Canadian Dam Association (2013 edition).

Canadian Dam Association (CDA), 2014. Technical bulletin: Application of Dam safety guidelines to Mining Dams. Canadian Dam Association (2019 edition).

Commission Géologique du Canada (CGC), 2019. Earthquake zone in Eastern Canada. Available from https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/zones/eastcan-en.php [accessed 13 April 2020]

Commission Géologique du Canada (CGC), 2019b. Canada motions databases. Personal communication

Commission Géologique du Canada (CGC), 2019c. Deaggregation analysis and seismic hazard for Malartic. Personal communication

Commission Géologique du Canada (CGC), 2020. Deaggregation analysis and seismic hazard for Saguenay downtown. Personal communication

Dashti, S. and Karimi, Z. 2017. Ground Motion Intensity Measures to Evaluate I: The Liquefaction Hazard in the Vicinity of Shallow-Founded Structures. Earthquake Spectra, 33, No. 1: 241–276

Directive 019 Sur l'industrie minière, 2012. Développement durable, environnement et parcs. Québec. https://www.environnement.gouv.qc.ca/milieu_ind/directive019/directive019.pdf [accessed 15 octobre 2021].

Enterprises Québec. 2022. Industrie minière Québécoise. Available from https://www2.gouv.qc.ca/entreprises/portail/quebec/infosite?x=1009847949 [accessed 20 February 2022]

Fader, G. 2005. Seismic hazard, faults and earthquakes Digby Neck, Bay of Fundy. Available from https://novascotia.ca/nse/ea/whitespointquarry/09.Reference.Documents/18.Fader.Seismic.Risk.pdf [accessed 13 October 2021]

Farhadi, A. and Pezeshk, S. 2020. A referenced empirical ground-motion model for Arias intensity and cumulative absolute velocity based on the NGA-East database. Bulletin of the seismological society of America, 110: 508-518

FEMA. 2012. Seismic performance assessment of buildings Report No. P58-1, Volume 1 - Methodology, Prepared by Applied Technology Council (ATC), Redwood City, CA, USA, 319 pp

Golder 2018. Site-Specific seismic hazard assessment report. Golder Associés, November 2018

Gouvernement du Québec. 2021. Choisir le secteur minier du Québec. Available from https://mern.gouv.qc.ca/wp-content/uploads/choisir-secteur-minier-du-quebec.pdf [accessed 20 February 2022]

Goulet, C. A., et al. 2014. PEER NGA-east database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center

Green, R. A., and Mitchell, J. K. 2003. A closer look at Arias intensity-based liquefaction evaluation procedures. In 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering (Vol. 13, p. 15).

Harp, E. L., and Wilson, R. C. 1995. Shaking intensity thresholds for rock falls and slides: evidence from 1987 Whittier Narrows and Superstition Hills earthquake strong-motion records. Bulletin of the Seismological Society of America, 85(6), 1739-1757.

James, M. 2009. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Ph.D. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C

James, M., and Aubertin, M. 2017. Comparison of Numerical and Analytical Liquefaction Analyses of Tailings. Geotechnical and Geological Engineering, 35(1), 277-291.

Kalkan, E., and Chopra, A. K. 2010. Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures.

Kayen, R. E., and Mitchell, J. K. 1997. Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(12), 1162-1174.

Kempton J.J, Stewart P.J. 2006. Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions consideration site and near- source effects. Earthquake Spectra 22:958–101

Kramer, S.L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc

Kramer, S. and Mitchell, R. 2006. Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation. Earthquake Spectra 22: 413 - 438

Lee, J. and Green, R.A. 2010. An empirical Arias intensity relationship for rock sites in stable continental regions. Proceedings of International conference on earthquakes engineering, Tokyo, Japan

Locat, J. 2011. La localisation et la magnitude du séisme du 5 février 1663 (Charlevoix) revues à l'aide des mouvements de terrain. Canadian Geotechnical Journal, 48(8), 1266-1286.

Luco, N., and Cornell, C. A. 2007. Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. Earthquake Spectra, 23(2), 357-392.

Michaud, D., and Léger, P. 2014. Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America. Canadian journal of civil engineering, 41(3), 232-244.

Ministère de l'énergie et des ressources naturelles (MERN), 2017. Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec. No de publication M08-03-1710

Mitchell, D., Tinawi, R., and Law, T. 1990. Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, 17(3), 338-365.

National building code of Canada 2015 (NBC). National research council of Canada. Ottawa.

NIST. 2011. Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses. Gaithersburg, Maryland: NIST GCR 11-917-15.

Travasarou, T. and Bray, J. D. 2003. Optimal ground motion intensity measures for assessment of seismic slope displacements, in 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand

Travasarou, T., Bray, J.D., and Abrahamson, N.A. 2003b. Empirical attenuation relationship for Arias Intensity. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, In press

U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 2009, Selection of Design Earthquakes and Associated Ground Motions, EC 1110-2-6000.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 2016, Selection of Design Earthquakes and Associated Ground Motions, ECB 2016-12EM 1110-2-6000.

Zafarani, A.R., Yniesta, S., and Aubertin, M. 2022. Comparison and selection of ground motion intensity measures to evaluate the seismic response of tailings impoundment. En preparation.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1 CALIBRATION OF THE PM4SAND MODEL FOR HARD-ROCK MINE TAILINGS BASED ON LABORATORY AND FIELD TESTS

Carlos Andrés Contreras[1*], Samuel Yniesta[1], Abtin Jahanbakhshzadeh[1]and Michel Aubertin[1]

[1]*Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, C.P. 6079, Centre-ville, Montréal, QC H3C 3A7, Canada.*

[*]*Corresponding Author; email:* carlos-andres.contreras-romero@p*olymtl.ca*

Submitted on Mai 12, 2021 to the Canadian Geotechnical Journal

ABSTRACT

A comprehensive campaign of laboratory and field tests has been conducted to characterize the behaviour of tailings from a hard-rock mine. Cyclic triaxial, direct simple shear, and triaxial simple shear tests have shown that the contractive tailings are susceptible to liquefaction, and that their behaviour is similar to loose sand despite their higher fines content. In order to model the behaviour of tailings impoundments in dynamic simulations, the PM4Sand constitutive model is calibrated based on the dataset presented here. Some of the model parameters are defined based on consolidation and compression tests, while the critical state line is defined based on the results of monotonic triaxial and direct simple shear tests. The critical state line is lower for tailings than for most natural sands, which is consistent with previous studies. The calibrated model can reproduce reasonably well the monotonic behaviour and provides an excellent fit of the cyclic strength curves measured in the lab at different confining pressures and density index. The results presented in this paper indicate that the PM4Sand model can be used to simulate the cyclic behaviour of low plasticity, hard-rock tailings. The proposed procedure also provides general guidelines regarding model calibration for other types of tailings.

Key words: Tailings, PM4Sand, liquefaction, calibration, critical state

RÉSUMÉ

Une campagne d'essais en laboratoire et sur le terrain a été réalisée pour caractériser le comportement des résidus miniers de roche dure. Des essais cycliques triaxiaux, de cisaillement direct simple et de cisaillement simple triaxial ont montré que les résidus contractants sont susceptibles de se liquéfier et que leur comportement est similaire à un sable lâche malgré leur pourcentage de fines plus élevé. Afin de modéliser le comportement des parcs à résidus dans des simulations dynamiques, la loi de comportement PM4Sand est calibré à partir de l'ensemble de données présenté ici. Certains des paramètres du modèle sont définis sur la base d'essais de consolidation et de compression, tandis que la ligne d'état critique est définie sur la base des résultats d'essais de cisaillement direct et triaxial monotones. La ligne d'état critique est plus basse pour les résidus que pour la plupart des sables naturels, ce qui est cohérent avec les études précédentes. Le modèle calibré peut reproduire de manière raisonnable le comportement monotone, et fournit un excellent ajustement des courbes de résistance cyclique mesurées en laboratoire à différentes pressions de confinement et indices de densité. Les résultats présentés dans l'article indiquent que la loi de comportement PM4Sand peut être utilisée pour simuler le comportement cyclique des résidus de mines en roches dures de faible plasticité. La procédure proposée fournie aussi des lignes directives générales pour calibrer le modèle pour d'autres types de résidus miniers.

Mots clés: résidus miniers, PM4Sand, liquéfaction, calibration, état critique

4.1 Introduction

Hard rock mine tailings generally consist of silts of very low plasticity with a fractional amount of fine sand. They typically have higher strength than natural soils with similar granulometry because of their mineralogy and the angular shape of their particles (Vick 1990; Bussière 2007). Tailings are most often deposited hydraulically in a tailings impoundment resulting in a loose and saturated material, consolidating under its own weight, and may be susceptible to static and dynamic liquefaction (Aubertin et al, 2002). The cyclic behaviour of low plasticity hard-rock tailings resembles that of sand, even though their fines content commonly ranges between 70% and 90%, yielding a silt dominant matrix. In a seismic event, such tailings can generate high excess pore water pressures, leading to liquefaction that can cause an instability of the tailings impoundment (James, 2009; Ferdosi et al., 2015a, 2015b), sometimes resulting in loss of life and dramatic environmental consequences (Blight et Fourie, 2003).

Numerical modelling is a widely used tool to investigate the risks of a seismic failure due to tailings liquefaction (e.g., James and Aubertin, 2012; Ferdosi et al., 2015b). The accuracy of such tools depends on the ability of the constitutive model to adequately represent the cyclic behaviour of hard rock tailings. Constitutive models such as UBCSAND (Beaty and Byrne, 2011) and PM4Sand (Boulanger and Ziotopoulou, 2017) have been developed to simulate the dynamic behaviour of cohesionless soils and are implemented in software used in geotechnical and mining practice such as FLAC (Itasca, 2016) and PLAXIS (Bentley,2020), but have mainly been used to model the behaviour of sands.

Many of the recent investigations performed on the dynamic behaviour of hard rock tailings and the related response of impoundments (e.g., James and Aubertin, 2012; Ferdosi et al, 2015a, 2015b), have used the UBCSAND model (Beaty and Byrne, 2011). This constitutive model, which has been implemented in numerical software such as FLAC (Itasca, 2016), provides a reasonable estimate of the cyclic behaviour of tailings with calibrated parameters (James, 2009; Ferdosi, 2015) and of in situ structures submitted to seismic events, as shown for instance by the back analysis of the rupture case of the Mochikoshi dam (Byrne and Seid-Karbasi. 2003). However, some studies have also indicated that this model formulation, mainly developed for clean sands, is not always applicable for fine-grained tailings. For instance, James (2009) found that to model the cyclic strength curve measured in the laboratory on tailings with a density index of about 74%, the

parameter $(N_1)_{60}$ of the UBCSAND model should be set to a value of 11, while the measured $(N_1)_{60}$ value at such density index should be at least 14 (Cubrinovski and Ishihara, 1999). In addition, recent calculations performed by the authors and others indicated that the UBCSAND model can exhibit repeating stress-strain loops without additional strain accumulation at some CSRs, resulting in biased cyclic resistance ratio curves (Carey and Kutter, 2017), and lower shear modulus degradation than expected for intermediate shear strains (Anthi and Gerolymos, 2019).

PM4Sand is a stress-ratio controlled, critical state compatible, bounding surface plasticity model developed for liquefaction modelling of sandy soils (Boulanger and Ziotopoulou 2017). This constitutive model includes three primary parameters and up to twenty-one secondary parameters. The critical state curve is defined in terms of the critical state density index, I_{dCS}, following the relationship of Bolton (1986), which can capture the influence of fines content and plasticity (Carraro et al. 2009). Lingwall (2017) also showed that the PM4Sand model is capable of matching the behaviour of sand with substantial proportion of fine particles with reasonable accuracy by modifying one of the fitting parameters (Bolton's parameter).

Additional constitutive models have also been proposed in recent years. For instance, the NorSand model, originally proposed by Jefferies (1993) for modeling the behaviour of sands under monotonic loading, was recently modified by Castonguay and Konrad (2019) to capture the cyclic behaviour under a different loading conditions. Gao and Zhao (2015) also proposed a constitutive model to capture the anisotropic behaviour of sands under monotonic and cyclic loading. These authors provide recommendations regarding model calibration using laboratory tests, including ways to identify the position of the critical state line. The proposed calibration process involves triaxial and simple shear tests conducted under monotonic and cyclic conditions. This process requires iterative adjustment of parameters related to fabric evolution. Somewhat similar recommendations, in terms of calibration procedure based on triaxial tests, have been formulated by Wei and Yang (2019). Other researchers (e.g. He et al. 2019; Nguyen et al. 2020) have recommended to use Discrete Element Modeling (DEM) to calibrate constitutive models, based on specific loading paths, to obtain parameters of advanced constitutive models such as the SANISAND model (Taiebat and Dafalias 2008).

This paper presents the work conducted for the characterization of the monotonic and cyclic behaviour of low plasticity, hard-rock tailings based on an extensive laboratory and field-testing

program on tailings from a gold mine of the province of Quebec, Canada, and the calibration of the PM4Sand model. As the defaults values of the secondary model parameters did not adequately capture the cyclic strength of the hard rock tailings, a new procedure had to be developed to define more appropriate values. This paper shows that the model, in its the original formulation, captures well the basic tendencies of the tailings' behaviour. Individual cyclic test response of hard rock tailings can also be simulated for a wide range of stress states and densities by calibrating selected parameters based on laboratory test results. The results obtained with the calibrated model parameters presented here indicate that PM4Sand can be used in dynamic simulations for low plasticity hard-rock tailings having a high fines content (71 to 90%), to investigate the response of tailings impoundments under seismic loading and assess the effect of key influence factors such as density index (or void ratio), material strength and stiffness, site geometry and loading conditions (Zafarani, 2022, Contreras, 2022). The paper also includes recommendations to calibrate the PM4Sand model parameters for soils and tailings having different characteristics than the ones for which the model was developed.

4.2 Geotechnical characterization of the tailings

The hard rock mine tailings analyzed in this study, and used to calibrate the PM4Sand model, were sampled at the Canadian Malartic gold mine, in the Abitibi region (Québec). The mine exploits gold-type mesothermal deposits of quartz-carbonate veins in Archean metamorphic rocks located in orogen zones (Dubé and Gosselin, 2007). Tailings are transported from the treatment plant to the impoundments through pipes and deposited as a thickened slurry with a pulp density (solid content) of about 63%. The tailings samples were collected at the concentrator outlet, in part to avoid the particle segregation induced by the hydraulic deposition.

The experimental results used herein have been obtained from tests conducted mainly at Polytechnique Montréal and Sherbrooke University, throughout several research projects involving the authors, and compiled here for the first time. These include tests reported by Poncelet (2012), Contreras (2013), Essayad (2015), Saleh Mbemba (2016), Archambault-Alwyn (2017), Grimard (2018), and Boudrias (2018), with a few tests from Golder (2014).

The grain size distribution curves (Figure 4-1) of tailings have evolved over time, as shown by samples retrieved between 2011 and 2015. These tailings consist of 0 to 21% of sand (> 0.074 mm), 71% to 91% of silt and 8% to 9% clay-size (< 0.002mm) particles. The average relative

density of solid grains, D_r (or G_s), is 2.73. The coefficients of uniformity, C_U, and of curvature, C_C, are near 10.7 (8.8 to 12.5) and 1.45 (1.26 to 1.65) respectively. Atterberg limits tests were performed and plastic and liquid limits showed a non plastic behaviour. Using the Unified Soil Classification System (ASTM Standard D2487), the tailings are classified as non-plastic silt (ML).

The minimum void ratio, e_{min}, measured using a modified Proctor (ASTM D1557-12 2011) test is about 0.50 (0.45 to 0.55), while the maximum void ratio, e_{max}, defined in a saturated state is approximately 1.1 for a vertical stress of 1 kPa on the compression curves obtained from physical model tests (Essayad 2015; Saleh Mbemba 2016); such conditions were selected to represent the in-situ hydraulic disposition.

In the impoundments, hard rock tailings consolidate under their own weight, following staged deposition. The void ratio and density index at different consolidation stages in the tailings impoundment can be defined as a function of the vertical stress based on in situ measurement and laboratory tests (e.g. Essayad, 2015; Boudrias 2018). Typical in-situ values of the density index vary from 40% to 70% for the range of stresses encountered in the tailings impoundments.

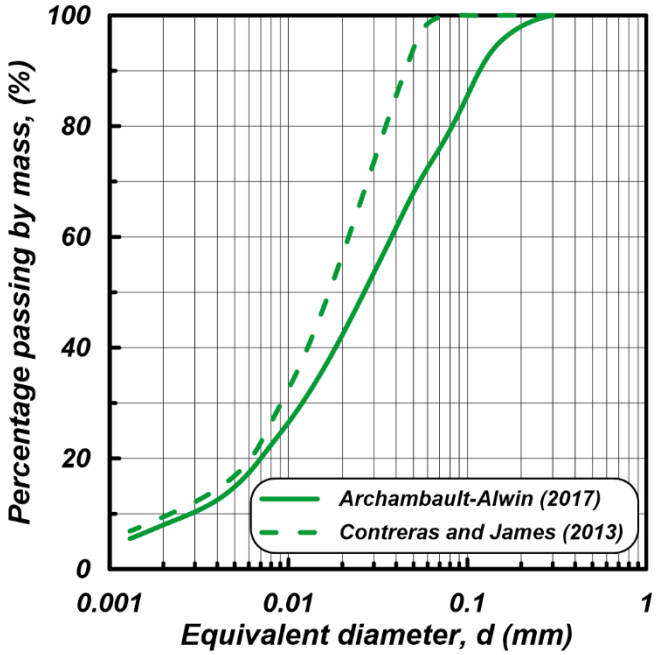


Figure 4-1. Grain size distribution of the tailings, adapted from Archambault-Alwin (2017) and Contreras and James (2013).

4.3 Strength and stiffness properties

A variety of mechanical tests were performed under both monotonic and cyclic conditions within the group at Polytechnique Montréal (Jahanbakhshzadeh and Aubertin 2021), and the main results have been compiled for the present study. Shear stiffness was also evaluated based on laboratory and in-situ shear wave velocity measurements. Strength properties were defined based on the results of undrained triaxial compression and direct simple shear tests. Saturated specimens were prepared following the protocol developed by Poncelet (2012) that closely simulates hydraulic deposition. The tailings specimens submitted to undrained triaxial tests were isotropically consolidated under confining pressures ranging between 50 and 700 kPa and tested at a void ratio, e_c, ranging from 0.52 to 0.73 (Poncelet 2012, Contreras 2013, Grimard 2018). Additionally, monotonic drained direct simple shear tests, under initial vertical stresses ranging from 50 to 400 kPa and initial void ratio between 0.68 and 0.81, were performed by Archambault-Alwin (2017) and also by Golder (2014). The cyclic behaviour was investigated by Poncelet (2012), Contreras (2013) and Archambault-Alwin (2017) in a cyclic triaxial cell and a cyclic triaxial simple shear apparatus (TxSS, Chekired et al. 2015). Tests performed before 2014 were conducted on the finer tailings, with the Contreras and James (2013) grain size distribution shown in Figure 1, and tests conducted later used the coarser grain size distribution curve included on the same figure.

4.3.1 Monotonic Laboratory Testing

The triaxial tested specimens mentioned above initially showed an increased pore water pressure, u (corresponding to a contractive behaviour) under undrained conditions, up until reaching the phase transformation, at about 2% of axial strains, ε_a, At larger strains, the behaviour becomes dilative (i.e. pore water pressure starts decreasing) until reaching the critical state. The stress path curves (Figure 4-2), shown here in the mean effective stress (Equation 1), p', deviatoric stress (Equation 2),q, plane, lead to a constant volume friction angle, ϕ'_{cv}, of about 35°, and a peak friction angle between 36.5 and 38° (Poncelet 2012; Grimard et al., 2020). These values, which are higher than for most natural silts or sandy silts (by up 6°) due to the particles angularity, are consistent with those reported by Vick (1990), Aubertin et al. (2002, 2011) and Bussière (2007), for hard rock tailings.

The stress parameters are defined as follows:

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

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2)$$

Where σ'_1 and σ'_3 are the major and minor effective principal stresses, respectively.

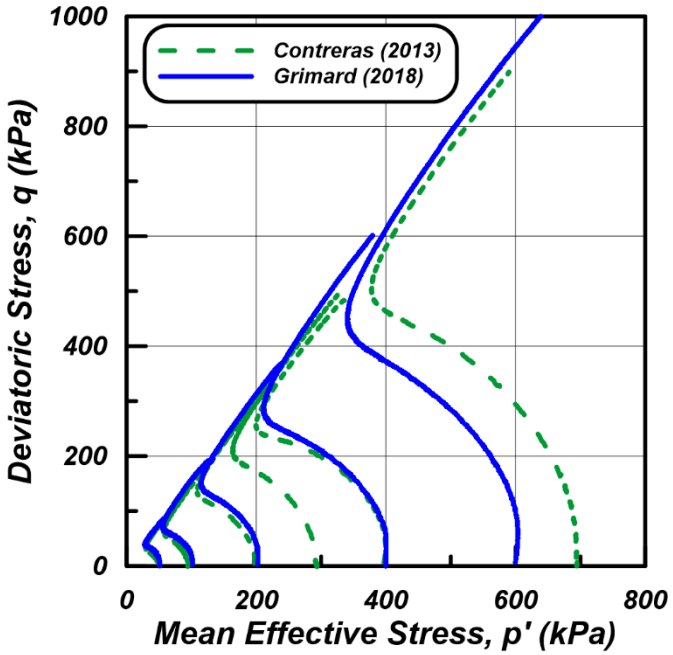


Figure 4-2. Stress paths for monotonic undrained triaxial tests at σ'_v of 50 kPa to 700 kPa

4.3.2 Critical state

The critical state of soils is defined as the state at which no further plastic volumetric strains are induced upon further shearing. At said state, under drained conditions, the tested specimen does not change volume, while under undrained conditions, the pore water pressure remains constant (Roscoe et al. 1958, Muir Wood 1991, Mitchell and Soga 2005). For the tailings studied here, this behaviour is observed for an axial strain ranging between 9% and 16.5 %. Figure 4-3 presents the average critical state line obtained from the tests presented above, with the one standard deviation range, expressed in terms of density index as a function of mean effective stress. The use of density

index instead of the void ratio follows the PM4Sand formulation, which defines the critical state line based on the Bolton (1986) dilatancy relationship:

$$I_{d,CS} = \frac{R}{Q - ln\frac{100 \cdot p'}{p_A}} \qquad (3)$$

Where R and Q are fitting parameters, equal to 5.4 and 12.7 respectively for the tailings of the present study; $I_{d,CS}$ is the density index at the critical state, p_A is the atmospheric pressure and p' in the mean effective stress.

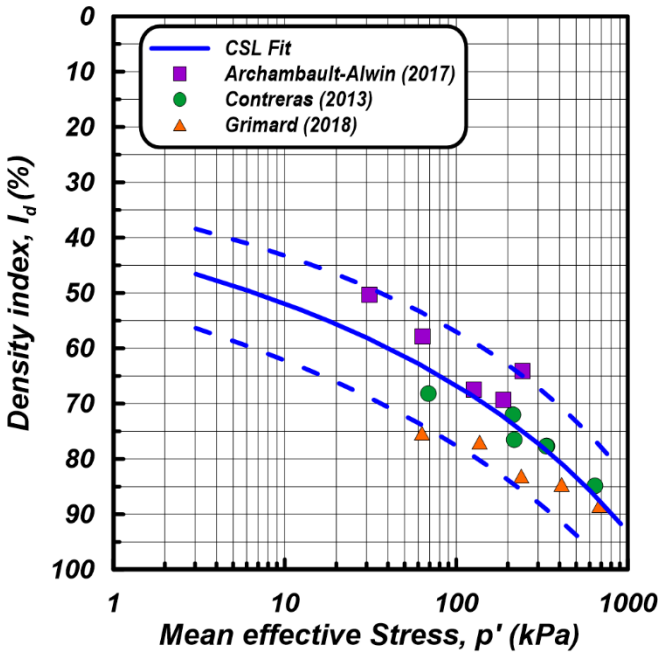


Figure 4-3. Average Critical State Line (CSL) with one standard deviation range, with results from triaxial and direct simple shear monotonic tests on hard rock tailings

4.3.3 Cyclic Laboratory Testing

Cyclic strength curves at initial vertical effective stresses of 50, 100, 300 and 500 kPa were computed from stress and strain-controlled tests in a TxSS device conducted at Sherbrooke University in Québec. The curves shown in Figure 4-4 (taken from Archambault Alwin 2017) provide the number of cycles required to reach liquefaction at a given cyclic stress ratio, where liquefaction is defined here as the condition where the pore pressure ratio r_u reaches 0.9 (Ishihara 1993; Karray et al. 2015). Due to the difficulty in preparing the specimens and the high

compressibility of the tailings in a loose state, these cyclic strength curves were obtained at a density index, I_d, near 90%. The stress correction factors, K_σ, computed from the tests results obtained by Archambault Alwin (2017) (not shown here) follow closely the trend presented by Boulanger and Idriss (2004) for I_d of 75%. As mentioned above, the expected average density index of the tailings in the field at equilibrium is closer to 60% (e.g., between 40 to 70%). Cyclic strength curves at I_d between 60 and 74% were obtained from Poncelet, (2012) and Contreras, (2013) in triaxial tests (where the shear stress τ was computed from the average of the minor and major principal stresses) for the finer grained tailings sampled at the same mine and the results are presented in the same figure. In addition, James et al. (2011) presented results from cyclic simple shear tests on tailings from a neighboring gold mine, with a similar sand content but somewhat different grain size distribution. These additional tests will be used below to assess and validate the calibration of the PM4Sand model parameters for the cyclic strength curves at lower density index.

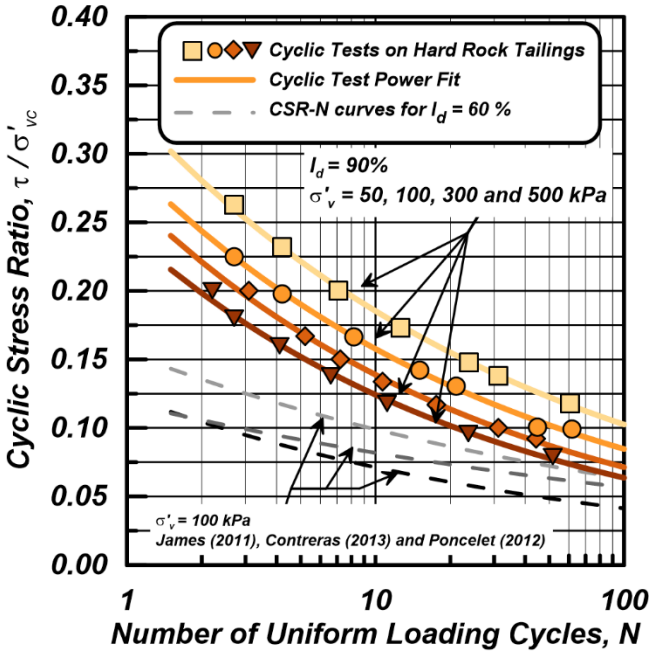


Figure 4-4. Cyclic strength curves for hard rock tailings at different vertical stresses and density index taken from James et al. (2011), Poncelet (2012), Contreras (2013) and Archambault-Alwin (2017)

A typical cyclic behaviour of the tailings is presented in Figure 4-5 for a vertical effective stress, σ'_v, of 100 kPa, a cyclic stress ratio, CSR, of 0.167, a loading frequency of 1 Hz (with I_d = 90%). This figure shows that the shear strains, γ, initially increase slowly with the number of cycles, N,

up to about 10 cycles, at which points strains tend to increase more rapidly, reaching 4% after two additional cycles. The pore water pressure ratio, r_u, increases almost linearly up to a value of 0.8 at 11 cycles. At 12 cycles, r_u, reaches 0.9 and the sample is considered to be in a liquefied state; r_u, continues to increase slowly until the end of the test. The stress-strain loops show that this tailings behaviour is quite similar to that of cohesionless sandy soils (e.g., Boulanger and Idriss 2006), with alternation of dilative and contractive phases and thin hysteresis loops with low stiffness when strains approach zero following liquefaction.

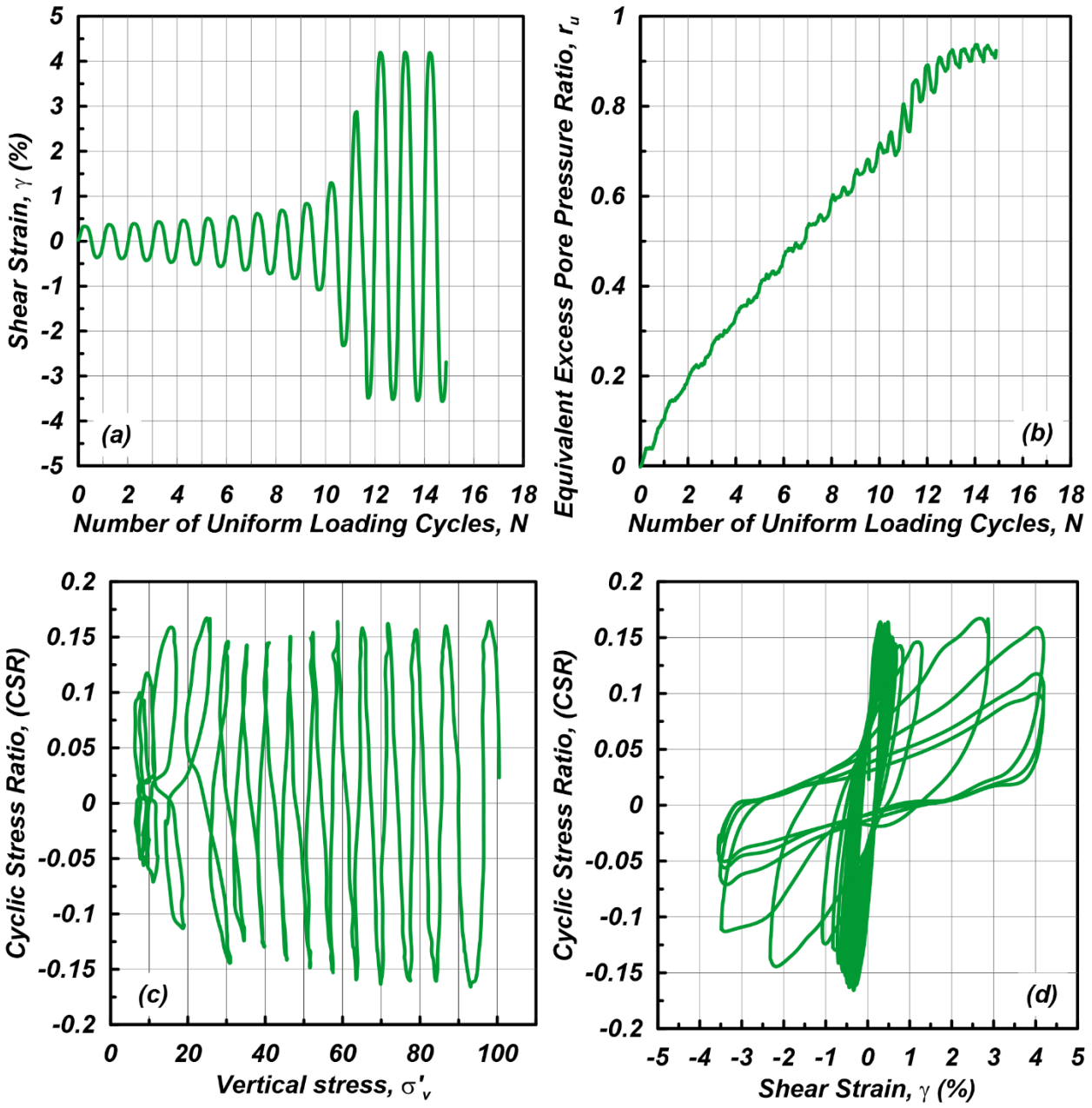


Figure 4-5. Results from a laboratory cyclic test on tailings at σ'_v of 100 kPa, CSR of 0.167 and a I_d of 90% a) γ vs N b) r_u vs N c) CSR vs σ'_v and d) CSR vs γ (adapted from Archambault-Alwin, 2017)

4.3.4 Shear wave velocity field tests

Seismic cone penetration tests ($SCPT_u$) were performed on the tailings at the mine site (Opris, 2017). Shear wave velocity was measured at every meter down the hole, up to tip refusal. Six tests

were performed; test SCPT16-66, 67, 70 and 71 were situated inside the tailings impoundments, close to the dike; SCPT16-68 and 69 were done on the dikes. The measured shear wave velocity profiles were similar at all locations (Figure 4-6), with a velocity increasing with depth. The higher values of shear wave velocity locally observed on some profiles are attributed to the presence of ice lenses.

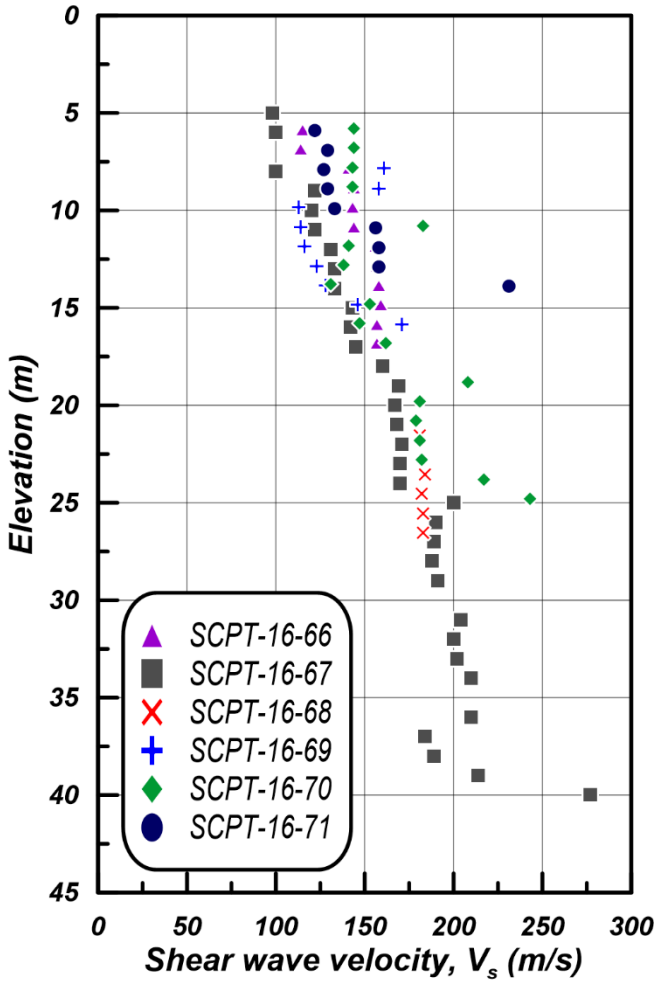


Figure 4-6. In situ shear wave velocity profiles in the tailings impoundment (adapted from ConeTec, 2016 and Opris, 2017)

4.4 Calibration of PM4Sand parameters

Simulations to calibrate the PM4Sand model were performed using the one element stress control example drivers (in FLAC) provided by Boulanger and Ziotopoulou (2017) (available on their website). Using the PM4Sand model requires the determination of three primary and up to twenty-

one secondary parameters, listed in Table 1; a complete description of each input parameter is given in the original publication from Boulanger and Ziotopoulou (2017). These authors also indicate that the three primary input parameters which must be specified or calibrated to the specific material are the density index, I_d , shear modulus coefficient, G_o, and contraction rate parameter, h_{po}. I_d and G_o are state dependent characteristics of the tailings, with a value of I_d that depends on the depositional mode and the local stress state (as mentioned above), while G_0 serves as a control variable for the shear modulus. Parameter h_{po} is adjusted in the calibration process to match specific values of the cyclic resistance ratio (Boulanger and Ziotopoulou 2017).

The secondary parameters have default values that have been defined so that the behaviour of the model is consistent with the behaviour of granular soils reported in the literature, and with typical design correlations (Boulanger and Ziotopoulou 2017). For instance, the model response follows the trend controlled by the K_α and K_σ correction factors for liquefaction resistance, to account for the effect of static shear stress and confining pressure respectively (Idriss and Boulanger 2008). Some of the secondary parameters can be adjusted when material-specific information is available, to better capture particular effects and properties such as the reduction of shear modulus with strain, plastic strain accumulation, dilatancy, fabric-dependent response, the angles for peak effective friction, phase transformation and constant volume, and the critical state line (see details in Boulanger and Ziotopoulou 2017).

The model parameters were initially determined to match the tests performed on tailings at a density index of 90%, under different confining pressures. The density index, I_d, parameter was then adjusted in the calibrated model to model the tests performed on tailings at lower density indices. The model with calibrated parameters provides a close match to all the tests on tailings available (mentioned above) for different density indices and stress conditions. This model is therefore deemed appropriate to simulate the behaviour of tailings in an impoundment, without modification to the original formulation. The calibration process presented here is based on field and laboratory data, and it follows the main recommendations formulated specifically for the PM4Sand (Boulanger and Ziotopoulou 2017), or for other models (e.g. Gao and Zhao. 2015, Wei and Yang, 2019).

The value of the shear modulus coefficient, G_o, is determined so that the variation of the maximum shear modulus, G_{max}, with confining pressure is consistent with results obtained from in-situ shear

wave velocity measurements (Figure 4-7). The experimental shear wave velocity measurements are converted into small strain shear modulus, G_{max} using Equation 4 (e.g., Seed et al. 1986), for the approximate density based on in-situ data.

$$G_{max} = \rho V_s^{\,2} \qquad (4)$$

Where ρ is the tailings density is in Mg/m^3, V_s in m/s, and G_{max} in kPa.

Equation 5, taken from the PM4Sand model (Boulanger and Ziotopoulou 2017), is used to evaluate the value of G_o that provides the best fit to the field data (excluding measurements influenced by ice lenses). An average value of G_o of 502.5 was obtained using a least square regression (Figure 7).

$$G = G_o p_A \left(\frac{p'}{p_A}\right)^{1/2} \qquad (5)$$

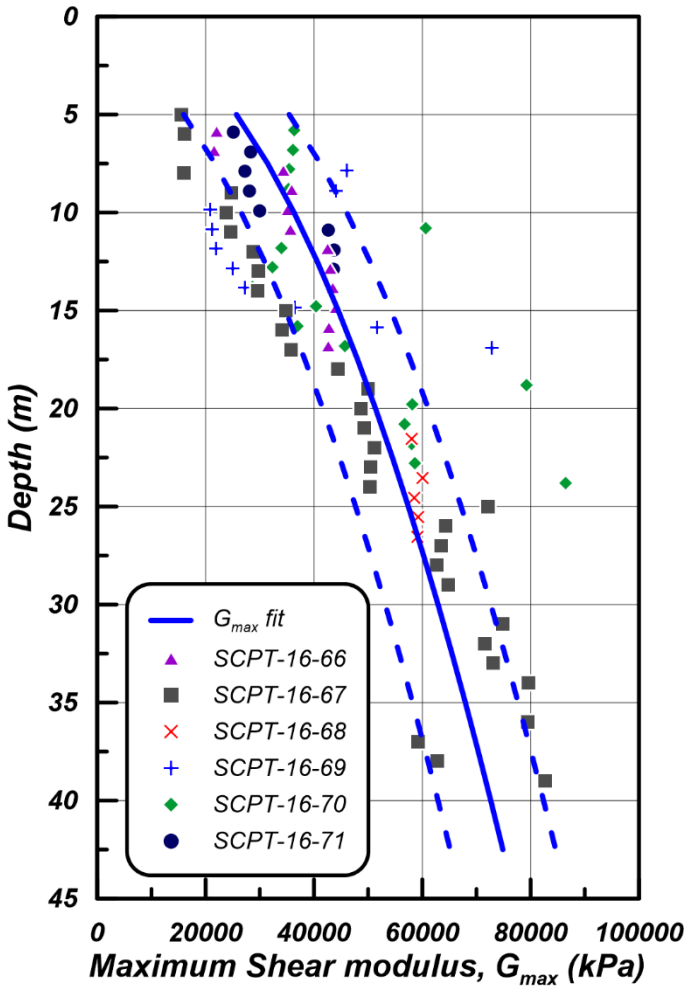


Figure 4-7. Maximum shear modulus, G_{max}, profile (average and with one standard deviation range) in the tailings impoundments computed from in-situ measurements of the shear wave velocity, V_s, and Equations 4 and 5

Preliminary adjustment of the third primary input parameter, h_{po}, to match the cyclic strength curves at 90 % density index, resulted in much higher cyclic strength curves for tailings tested at lower density index. Selected secondary parameters (i.e. critical state line parameters Q and R, minimum and maximum void ratio e_{max} and e_{min}, critical state friction angle ϕ'_{cv}, fabric growth parameter $c_{z,}$ bounding parameter n^b, and modulus degradation factor C_{GD}) were thus adjusted to improve the model calibration (see Table 1), based on results and assumptions presented in the following paragraphs.

The critical state line is adjusted using the results of monotonic tests on tailings. This aspect is deemed essential for tailings because of their higher compressibility and angularity (and crushability at high pressures) than natural sands, which may result in a lower critical state line (Robertson 2018). As indicated above, PM4Sand uses Bolton (1986) dilatancy relationship (Equation 3) to define the critical state line (CSL), which is subsequently used for calculating the relative state parameter index (Been and Jefferies 1985). The two parameters controlling the critical state line in Bolton's relationship, *Q* and *R*, are secondary input parameters of the PM4Sand model. *Q* is related to grain type and controls the value of *p*' at which the curvature of the CSL starts to develop (Boulanger 2003). Lower values of *Q* are typically obtained for weaker grains material, while a higher fines content (up to 15% in sand) tends to increase both *Q* and *R* values (Carraro et al. 2009). Figure 4-8 shows typical values for clean sands (Verdugo et al., 1996; Boulanger and Ziotopoulou 2017), a relationship obtained on silty tailings prepared with a moist tamping technique (Schnaid et al., 2013), and the results of the tests on the hard rock tailings studied here fitted with a least square regression of Equation 3. The regression yielded values of parameters *Q* and *R* equal to 12.7 and 5.4 respectively for the hard rock tailings.

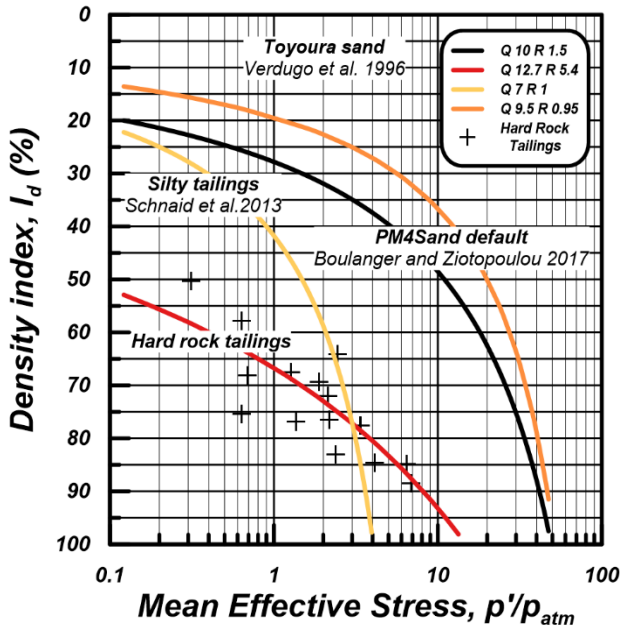


Figure 4-8. Critical state lines for clean sands (Verdugo et al. 1996; Boulanger and Ziotopoulou 2017) and tailings (Schnaid et al. 2013 and this study) defined with Bolton's relationship.

Additionally, on the basis of the laboratory tests described above, the secondary parameters corresponding to the maximum, e_{max}, and minimum, e_{min}, void ratios and constant volume friction angle, ϕ'_{cv}, can be set to:

- e_{max} = 1.1 and e_{min} = 0.49
- ϕ'_{cv} = 35°

After parameters Q, R, e_{max}, e_{min} and ϕ'_{cv} are set, the value of the contraction rate parameter h_{po} can be calibrated iteratively so that the predicted cyclic resistance ratio curves fit the laboratory experimental curves. A value of 0.55 was found to be satisfactory for the tailings. Additional iterative modifications of secondary parameters to improve the calibration of the model include the following adjustments:

- c_z, fabric growth parameter; controls the evolution rate of the fabric and impacts the shear strain accumulation
- n^b, bounding parameter; controls the dilatancy and the peak effective friction angles
- C_{GD}, modulus degradation factor; controls degradation of the shear modulus with the accumulation of shear strains.

The other secondary parameters of the PM4Sand model were not modified, hence retaining their default values or dependency on density index. Table 1 summarizes the parameters that yielded the best fit to average results from the cyclic laboratory tests on tailings.

Table 1 List of input parameters of the PM4Sand model, with default values and calibrated for hard rock tailings (note that ξ_r is the relative state parameter index)

Parameter identification	Symbol	Default value [range]	Calibrated value
Density index (D_r in original publication)	I_d	r	Var
Shear modulus coefficient	G_o	r	502.5
Contraction rate parameter	h_{po}	r	0.55

Plastic modulus ratio	h_o	f(I_d)	NA
Minimum void ratio	e_{min}	0.5	0.49
Maximum void ratio	e_{max}	0.8	1.1
Bounding parameter	n^b	0.5	0.7
Dilatancy parameter	n^d	0.1	NA
Dilatancy parameter	A_{do}	f(M, ξ_r, ϕ'_{cv})	NA
Fabric term	z_{max}	f(ξ_r) [0.7 ; 20]	NA
Fabric growth parameter	c_z	250	150
Strain accumulation rate factor	c_ε	f(I_d) [1 ; 5]	NA
Critical state friction angle	ϕ'_{cv}	33	35
Poisson ratio	υ_o	0.3	NA
Modulus degradation factor	C_{GD}	2.0	2.5
Factor to reduce the rotated dilatancy surface	C_{DR}	f(I_d)	NA
Plastic modulus factor	$C_{k\alpha f}$	f(I_d) [4 ; 35]	NA
Critical state line parameter	Q	10	12.7
Critical state line parameter	R	1.5	5.4
Size of the yield surface	m	0.01	NA
Minimum value for F_{sed}	$F_{sed,min}$	f(I_d)	NA
Mean effective stress for reconsolidation strains	$P'_{sed,o}$	$-p_a/5$	NA
plastic shear strength ratio used to compute c_{hg}	cr_{hg}	0.005	NA
Plastic shear strength at initialization	c_{hg}	$cr_{hg} \cdot p'$	NA

r- required specific values for primary input parameters

NA – Not Applicable, indicates that the default value was used

4.5 Validation of the model with calibrated parameters

The PM4Sand model with the parameters obtained above, following the calibration with some of the experimental results available, is applied here for a preliminary validation by comparing the simulated (with FLAC, Itasca 2016) and testing results obtained on tailings under different loading conditions. The simulations conducted to further validate the calibrated model parameters were also performed using the one element stress control example drivers mentioned above.

4.5.1 Monotonic drained DSS tests

The comparison between measured monotonic drained stress-strain curves (Figure 4-9) and simulations with the calibrated model, shows that the calculated stiffness and peak shear strength are close, but not identical for these three consolidation stresses. The monotonic loading tests lead to a lower initial stiffness and a higher peak shear strength, with some post-peak softening observed. The lower initial stiffness observed in the laboratory tests may be attributed to several factors. For instance, the specimens reconstituted in the lab have a different history and fabric than the tailings in the impoundment for which the initial stiffness of the model was calibrated. Moreover, the laboratory tests measurements have a limited precision at low strains, which may affect the shear stiffness value. In-situ measurements are deemed more representative of the actual tailings behavior, so the initial shear stiffness response of the calibrated model is considered appropriate.

At larger strains, the model tends to underpredict the peak strength. It is possible for the model to show a higher peak strength with post-peak softening, with further modifications of the model parameters, but this would negatively impact the cyclic response behaviour, which is the key component for these analyses. It should also be noted that the laboratory tests did not reach full critical state, and therefore the critical shear strength given by the model might be closer than it appears in Figure 4-9. The main objective of the calibration process was to capture the cyclic loading behaviour as accurately as possible, so the differences between modelled and measured monotonic loading behaviour were deemed acceptable, considering that the stress path of monotonic tests is not representative of earthquake loading. The analysis of static liquefaction of tailings would be more relevant under static loading, but the PM4Sand is not intended to capture this phenomenon.

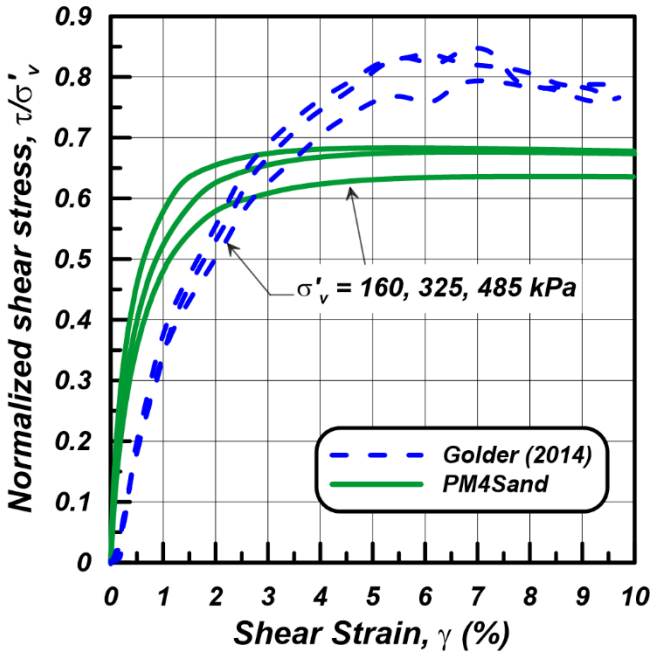


Figure 4-9. Laboratory and single-element simulations using the calibrated PM4Sand model responses for monotonic drained DSS loading

4.5.2 Shear Modulus Reduction and Damping

The normalized secant shear modulus ratio (G/G_{max}) and hysteretic damping ratio (D) curves (computed based on the area of the stress-strain loops) obtained from the calibrated model are compared with relationships proposed by Seed et al. (1986) and EPRI (1993) for cohesionless soils (Figure 4-10a and b respectively). The simulations show a more linear response at strains up to 0.02% compared to Seed et al. (1986), but then follow closely the empirical curves. This trend is also seen in the damping curve, with the predicted damping initially lower, but the model then shows a good agreement with the Seed et al. curves for strains greater than 0.01%. The same observations can be made for comparisons with the empirical curves given by EPRI (1993). Note that the simulated damping ratio response is initially slightly lower because only the hysteretic damping is plotted, which is zero at low strains. The modelled damping curves are then consistent with the empirical curves up to 0.5% of cyclic strain amplitude, beyond which the difference increases slightly. This trend is similar to the one reported by the developer of the PM4Sand model (Boulanger and Ziotopoulou 2017). The initially stiffer G/G_{max} response could be reduced by

adjusting the h_o parameter, but the good agreement between the initial simulated stiffness and laboratory data and with the EPRI (1993) curves indicates that the calibration is reasonable.

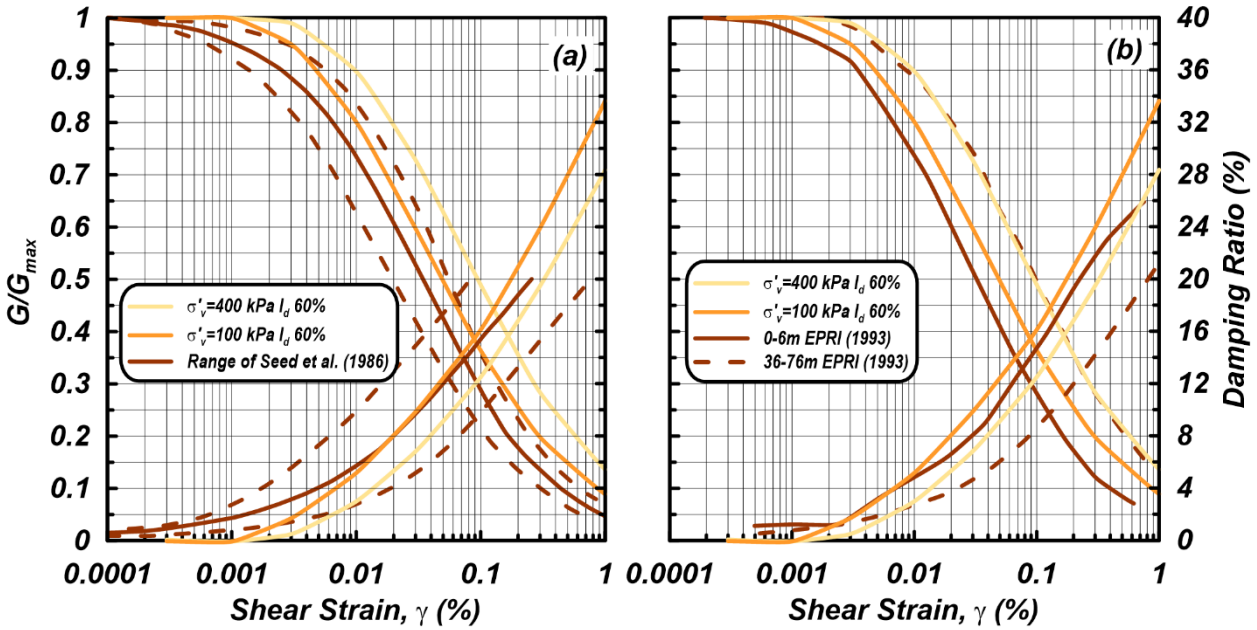


Figure 4-10. Empirical modulus reduction and damping ratio curves compared with modelled PM4Sand response for strain-controlled (DSS) cyclic tests, based on the relationships proposed by a) Seed et al. (1986), and b) EPRI (1993)

4.5.3 Cyclic Undrained Direct Simple Shear Tests

The simulation results of cyclic tests are compared to the laboratory test results in terms of cyclic strength curves, defined as the number of cycles necessary at a given CSR to reach an excess pore-water pressure ratio, r_u of 0.9, for different vertical effective stress. The simulated curves are a good fit to the experimental results, indicating that the model with calibrated parameters can capture the cyclic tailings behaviour considering the effect of the confining pressure (Figure 4-11). The cyclic strength curve for a lower density index (I_d of 60%) also shows that the model with calibrated parameters represents a realistic behaviour, with cyclic strength curves consistent with the range of curves from other studies with lower density indices (James et al., 2011; Poncelet, 2012; Contreras 2013), shown in the figure with dashed lines.

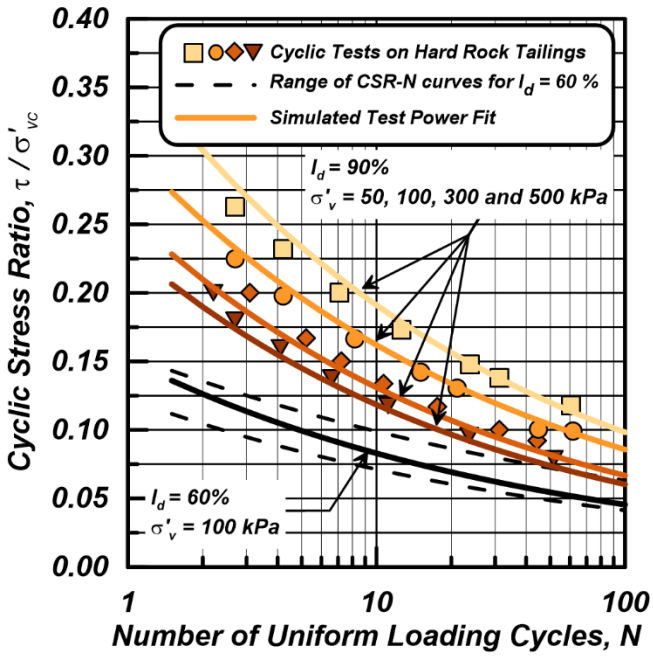


Figure 4-11. Comparison of cyclic strength curves CSR Vs N_{liq} from laboratory data and PM4Sand simulations at σ'_v of 50kPa to 500kPa and a I_d of 90%; and σ'_v of 100kPa for I_d of 60%

The simulation results for one of the tests performed, with σ'_v 100 kPa and CSR of 0.167, are presented in Figure 4-12. in terms of the shear strain, pore water pressure ratio r_u, stress path and stress-strain curve. The results indicate that the calibrated PM4Sand model generally exhibits a fairly good agreement with the cyclic behaviour of tailings. The predicted shear strains are somewhat smaller up to the 7th cycle, after which the model follows relatively closely the shear strain observed in the laboratory test. The model initially generates higher pore water pressures but the evolution trend is comparable. Overall, the results from the model and laboratory test show a similar behaviour at large strains. The simulated stress-strain behaviour shows a stiffer response at the start, exhibiting smaller stress-strain loops, but the loops approach the measured laboratory behaviour at larger strains. Simulations of other tests performed at different confining pressures and under different stress amplitudes showed a similar match and are therefore not presented. These results indicate that the calibrated model is able to capture the cyclic mobility behaviour of the tailings as shown by the cumulated shear strain upon liquefaction. However, further verification and validation should be performed if flow liquefaction or reconsolidation are deemed important features of the material behaviour.

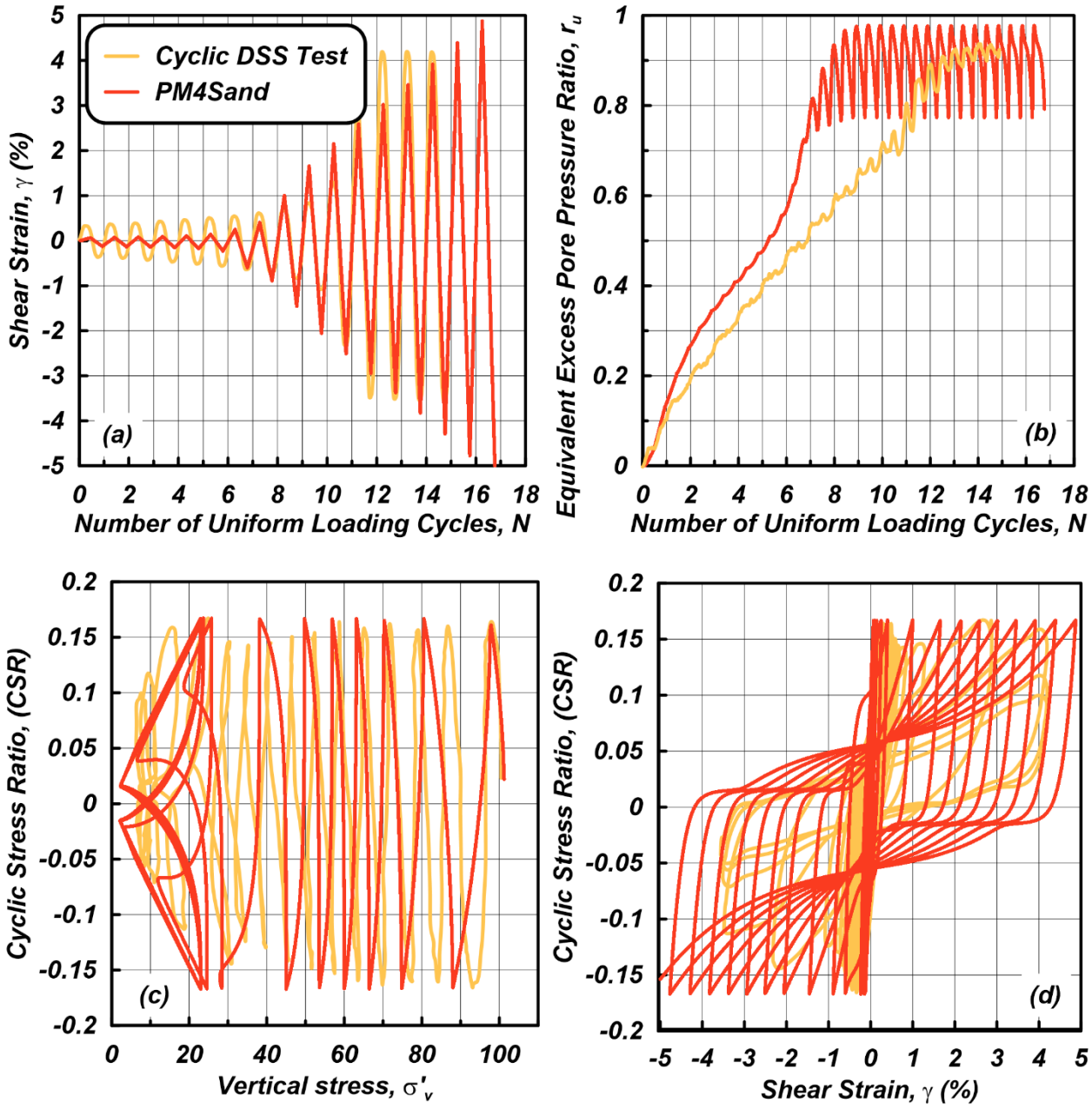


Figure 4-12. Comparison laboratory vs. simulated behaviour of tailings at σ'_v of 100 kPa, CSR of 0.167 and a I_d of 90% a) γ vs N b) CSR Vs γ c) r_u Vs N and d) CSR Vs σ'_v

4.6 Conclusions

In this paper, the PM4Sand model parameters were determined for hard-rock tailings based on a large dataset of laboratory and field tests. Compression tests and proctor tests results were used to

assess the minimum and maximum void ratios of saturated tailings, while the critical state behaviour was characterized from monotonic triaxial and direct simple shear tests. The critical state line of the tailings was found to be lower than that of clean sands, which is consistent with previous studies. Cyclic TxSS tests were used to determine the cyclic strength of the low plasticity tailings and their susceptibility to liquefaction.

The model with calibrated parameters gives a limited fit accuracy for the monotonic behaviour but is able to reproduce well the cyclic strength curves measured in the lab at different levels of confinement and for different density indices. The modulus reduction and damping behaviour induced by the model is also reasonable, and consistent with previous studies. These indicate that the PM4Sand model with appropriately calibrated parameters can be used to analyse the liquefaction susceptibility of low plasticity, hard-rock tailings with high fines content in dynamic simulations, without modification of the original model formulation.

The calibrated model is valid for the hard rock tailings considered in this study; additional adjustments may be required when using the model for other tailings. However, the parameter values presented here should match the behaviour of hard rock tailings better than the original default values of the PM4Sand model which were established for natural sands. In addition, the proposed calibration process provides guidelines for researchers and practitioners considering the use of the PM4Sand model for other tailings with different characteristics than the ones investigated here.

The PM4Sand model with calibrated parameters is used in current research to simulate the dynamic response of tailings impoundment, where the density index varies with the confining pressure and during the life of the mine, to investigate the seismic stability of impoundments with different characteristics (Zafarani 2022; Contreras 2022).

Data availability statement

All data generated or used during the study are available from the corresponding author by request.

Acknowledgements

The authors acknowledge the financial support from NSERC and from the Research Institute on Mines and the Environment (RIME UQAT-Polytechnique; http://rime-irme.ca/en).

4.7 References

Anthi, M., and Gerolymos, N. 2019. A calibration procedure for sand plasticity modeling in earthquake engineering: application to TA-GER, UBCSAND and PM4SAND. *In* proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Rome, Italy, 17-20 June 2019.

Archambault-Alwin, X. 2017. Évaluation du comportement dynamique et de la résistance cyclique des résidus miniers. M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

ASTM Standard D2487-17 2017. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017,https://doi.org/10.1520/D2487-17

ASTM D1557-12 2011. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort. ASTM International, West Conshohocken, PA. www.astm.org. doi:10.1520/D1557-12

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., and Riffon, O. 2002. Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle. Défis & Perspectives : Symposium sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda, Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM

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. Symp. Mines et Environnement, Rouyn-Noranda, Québec, 6-9 novembre 2011, CIM. CD-ROM. pp 69-106

Been, K. and Jefferies, M.G. 1985. A state parameter for sands. Géotechnique **35**: 99-112.

Beaty, M.H., and Byrne, P.M. 2011. UBCSAND constitutive model Version 904ar. Report UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Web Site. https://www.itascacg.com/software/udm-library/ubcsand. [accessed March 5, 2020].

Bentley Systems, Incorporated, 2020 PLAXIS. Version 21.01. N DELFT, Netherlands

Blight, G. E., and Fourie, A. B. 2003. A review of catastrophic flow failures of deposits of mine waste and municipal refuse. In International Workshop on occurrence and mechanisms of flow in natural slopes and earthfills.

Bolton, M.D. 1986. The strength and dilatancy of sands. Geotechnique, **36** : 65-78

Boudrias, G. 2018. Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles M.Sc.A. Thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Boulanger, R.W. 2003. High overburden stress effects in liquefaction analyses. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **129** (12): 1071-1082

Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance. Proc., 11th Intl. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd Intl. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Doolin et al., eds, Stallion Press, Vol. 2, pp. 484-491.

Boulanger, R.W., and Idriss, I.M. 2006. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **132** (11): 1413-1426

Boulanger, R.W., and Ziotopoulou, K. 2017. PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-17-01. URL: https://pm4sand.engr.ucdavis.edu/pm4sand-files/ [accessed March 5, 2020].

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

Byrne, P.M., and Seid-Karbasi, M. 2003. Seismic stability of impoundments. 17th Annual Symposium, VGS URL: http://pebblescience.org/pdfs/TailingsEarthquakefail.pdf [accessed 13 mars 2020].

Carraro, J.A., Prezzi, M. and Salgado, R. 2009. Shear strength and stiffness of sands containing plastic or nonplastic fines. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **135** (9): 1167-1178.

Carey, T.J, and Kutter, B.L, 2017. Comparison of Liquefaction Constitutive Models for a Hypothetical Sand. *In* proceedings Geotechnical Frontiers, Orlando, Florida, March 12–15, 2017, 389-398.

Castonguay, V., & Konrad, J. M. 2019. A modified NorSand model for the prediction of static and cyclic behaviour of sands under simple shear loading. *In* Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions (pp. 1647-1654). CRC Press.

Chekired, M. Lemire, L. Karray, M. and Hussien, M.N. 2015. Experimental setup for simple shear test in a triaxial cell: TxSS. *In* Proceedings GeoQuebec 2015, 20-23 September 2015. Canadian Geotechnical Society

ConeTec 2016. Presentation of site investigations results. ConeTec Job: 16-05038.

Contreras, C.A. 2013. Comportement dynamique du sol pulvérulent « résidus miniers » M.Sc.A. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Contreras, C.A. 2022. Analyses numériques du comportement et de la stabilité sismique et post-sismique des parcs à résidus miniers, avec et sans inclusions de roche stérile, pour divers aléas relatifs aux régions minières de l'est du Canada. Ph.D. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Contreras, C.A. and James, M. 2013. A laboratory investigation of the cyclic resistance of tailings. *In* Proceedings of GeoMontreal, 1-3 October 2013. Canadian Geotechnical Society

Cubrinovski, M. and Ishihara, K. 1999. Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils. Soils and Foundations: **39**(5), 61-71

Dubé, B., and Gosselin, P. 2007. Greenstone-hosted quartz-carbonate vein deposits. Mineral deposits of Canada: a synthesis of major deposit-types. District Metallogeny, the evolution of geological provinces, and exploration methods, Geological association of Canada, special publication, 49-73

Electric Power Research Institute (1993). Guidelines for site specific ground motions, Rept. TR102293, 1-5, Palo Alto, California.

Essayad, K. 2015. Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne. M.Sc.A. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Essayad, K and Aubertin, M. 2020. Consolidation of hard rock tailings under positive and negative pore-water pressures: testing procedures and experimental results. Canadian Geotechnical Journal. **58**(1): 49-65.

Electric Power Research Institute 1993. Guidelines for site specific ground motions, Report. TR102293,1-5, Palo Alto, California.

Ferdosi, B., James, M., and Aubertin, M. 2015a. Numerical simulations of seismic and post-seismic behaviour of tailings. Canadian geotechnical journal: **53**(1), 85-92

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

Gao, Zhiwei, and Jidong Zhao. 2015. Constitutive Modeling of Anisotropic Sand Behavior in Monotonic and Cyclic Loading, Journal of Engineering Mechanics, **141**: 04015017

Golder 2014. Rapport de caractérisation des résidus miniers. Golder Associés, November 2014.

Grimard, L.P. 2018. Étude de laboratoire du comportement de résidus miniers soumis à des essais de compression non drainés et à une baisse du confinement, avec mesures de vitesse des ondes de cisaillement. M.Sc.A. Thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Grimard, L.P., Karray, M., James, M., and Aubertin, M. 2020. Consolidation characteristics of hydraulically deposited tailings obtained from shear wave velocity (Vs) measurements in triaxial and oedometric cells with P-RAT. Canadian Geotechnical Journal, **58**(2), 281-294.

He, X., Wei. W., and Shun W. 2019. A constitutive model for granular materials with evolving contact structure and contact forces—Part I: framewor', Granular Matter, **21**: 16.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.

Ishihara, K. 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. Géotechnique, **43**, 351-451.

Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). 2016. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 8.00. [Computer software and user manual.] Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.

Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., 2021. Rapport synthèse de caractérisations géotechniques des résidus miniers, Mine Canadian Malartic.

Jefferies, M. 1993. Nor-Sand: a simple critical state model for sand. Géotechnique, **43**(1), 91-103.

James, M. 2009. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Ph.D. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

James, M., and Aubertin, M. 2012. The use of waste rock inclusions to improve the seismic stability of tailings impoundments. *In* Proceedings of GeoCongress 2012, Oakland, Calif., 22–25 March 2012. American Society of Civil Engineers. 4166–4175.

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

Karray, M., Hussien, M.N., and Chekired, M. 2015. Evaluation of compatibility between existing liquefaction charts in Eastern regions of North America. *In* Proceedings GeoQuebec 2015, 20-23 September 2015. Canadian Geotechnical Society

Lingwall, B. N, 2017. Calibration of the PM4Sand Model for Sands with Substantial Amounts of Fines. *In* proceedings Geotechnical Frontiers, Orlando, Florida, March 12–15, 2017, 321-331.

Mitchell, K. and Soga, K. 2005. Fundamentals of Soil Behavior. Toronto ON: John Wiley & Sons, Inc.

Muir Wood, D. 1991. Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge university press, Cambridge, UK.

Nguyen, H. B. K., M. M. Rahman, and A. B. Fourie. 2020. Effect of Particle Shape on Constitutive Relation: DEM Study. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 146 (7).

Opris, R.I. 2017. Caractérisation de résidus miniers à l'aide d'essais de pénétration au cône. M.Sc.A. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Poncelet, N. 2012. Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. M.Sc.A. Thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Robertson P.K. 2018. Evaluation of liquefaction in tailings and mine waste: an update. Available from https://www.cpt-robertson.com/publications/ [accessed 13 Mars 2020].

Roscoe, K. H., Schofield, A. W., and Worth, C. P. 1958. On the yielding of soils. Géotechnique: **8**(1), 22–53.

Saleh Mbemba, F. 2016. Analyse et optimisation de la performance des inclusions rigides Durant la consolidation, le drainage et la dessiccation des résidus miniers. Ph.D. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, A. J. P.,and de Moura Costa Filho, L. 2013. Stiffness and strength governing the static liquefaction of tailings. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering: 139(12), 2136-2144.

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

Taiebat, M., and Dafalias, Y. F. 2008. SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, **32**(8), 915-948.

Verdugo, R., and Ishihara, K. 1996. The steady state of sandy soils. Soils and foundations: **36** (2), 81-91.

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

Wei, X., and J. Yang. 2019. A critical state constitutive model for clean and silty sand. Acta Geotechnica, 14: 329–45

Zafarani, A.R, 2022. Using numerical modeling with dynamic loading to develop a procedure for the optimal design of waste rock inclusions in tailings impoundments. Ph.D. Thesis. Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada, In preparation

CHAPITRE 5 CALIBRATION DU MODÈLE PM4SILT POUR L'ARGILE DE FONDATION D'UN PARC À RÉSIDUS

Le modèle constitutif PM4Silt (Boulanger et Ziotopoulou, 2018) a été calibré à partir de résultats d'essais en laboratoire (Golder, 2018b et Golder, 2019) réalisés sur une argile de la région de Malartic en Abitibi Témiscamingue. En raison de la plus faible quantité de données disponible, la calibration des paramètres pour l'argile silteuse est considérée comme moins robuste que la calibration du modèle PM4Sand appliqué aux résidus miniers (Chapitre 4), mais les résultats semblent raisonnables dans le contexte de cette thèse, qui met l'emphase sur le comportement des résidus contrôlant la réponse du système.

5.1 Caractérisation et propriétés de résistance

La fondation du parc à résidus analysé au chapitre 8 est en partie constituée d'une argile silteuse de faible à moyenne plasticité (IP de 9 à 25; LL de 23 à 46 et PL de 14 à 21). D'après des échantillons de grand diamètre, selon les essais œdométriques, l'argile présente une contrainte de pré-consolidation, σ'_p, qui varie entre 125kPa à 165kPa (Golder, 2019). L'argile sous le parc serait dans un l'état normalement consolidé, *NC*, et à l'état sur-consolidé, *OC* en aval et possiblement sous une portion de la digue.

Des essais de cisaillement simple (DSS) ont été utilisés pour évaluer la résistance non drainée de l'argile dans les deux conditions (*NC* et *OC*) sur des échantillons intacts. Les tests indiquent qu'il y a un léger potentiel de ramollissement (anti-écrouissage) de l'argile. Les échantillons en condition OC montrent des rapports de sur-consolidation de 1.8 à 2.9. L'état critique n'est pas atteint pour plusieurs échantillons testés malgré la grande déformation au cisaillement obtenu (20% à 24%). À toute fin pratique, on considère que l'état critique a été atteint à de très grandes déformations, dans le but d'estimer la résistance à l'état critique. Le rapport de la résistance au cisaillement non drainé à l'état critique, S_{ucs}/σ'_v pour l'argile *NC* est de 0.22 (figure 5-1a) et pour l'argile *OC* de 0.40 (figure 5-1b).

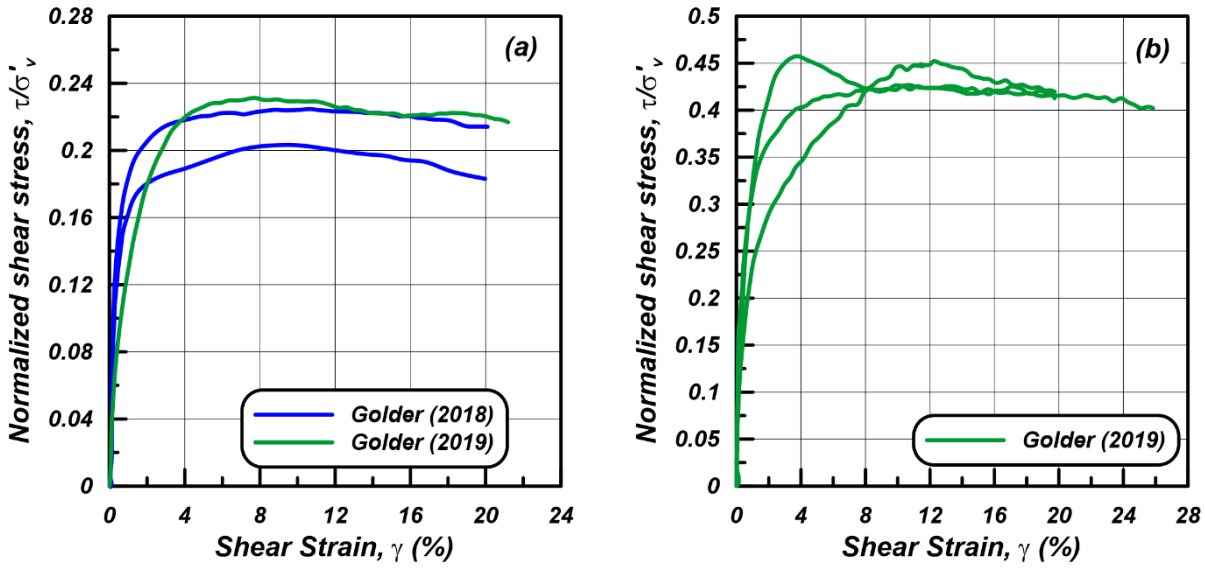


Figure 5-1. Résistance au cisaillement non drainée de l'argile de la fondation du parc a) état NC (indice de vides à la consolidation e_c de1.3 (Golder, 2019) e_c de 0.86 et 0.5 (Golder, 2018)) b) état OC (indice de vides à la consolidation e_c de 1.6) sur des essais de cisaillement simple (DSS)

Les rapports de résistance au cisaillement non drainés sont en accord avec les valeurs de résistance calculée par l'équation 5-1 proposée par Ladd et Foot (1974) et les valeurs obtenues dans l'argile Blue de Boston (Idriss et Boulanger, 2008).

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = S * OCR^m \qquad 5\text{-}1$$

Où S Valeur du rapport de résistance avec OCR=1.0.

m Pente de la relation log-log S_u/σ'_v Vs OCR. En général m= 0.8 (Ladd, 1991)

5.2 Résistance cyclique

La résistance cyclique de l'argile a été évaluée aussi pour les deux conditions (*NC* et *OC*), à l'aide d'essais de cisaillement simple dynamique (DSS) à contrainte constante. Pour un niveau de contrainte donné, on considère le nombre de cycles à la rupture correspond à une déformation de cisaillement de 3.75% (Sanin, 2010; Verma et al. 2019) (figure 5-2). En condition normalement consolidée, *NC*, les éprouvettes ont été sollicitées à des contraintes de consolidation de 255 kPa à 420 kPa qui est l'intervalle de contraintes attendu sous le parc à résidus. Les résultats montrent que

la résistance cyclique de l'argile n'est pas grandement affectée par la contrainte de consolidation. En condition surconsolidée, *OC*, les éprouvettes ont été testées à une contrainte de consolidation de 55 kPa. Une plus grande résistance cyclique a été obtenue pour l'argile à l'état *OC*, en comparaison de l'état *NC* (figure 5-2).

La relation entre le nombre de cycles, *N*, et le rapport de résistance cyclique, *CRR*, peut être représenté par l'équation Eq. 4-2 (Boulanger et Idriss, 2004, James et al. 2011, Boulanger et Ziotopoulou, 2018,). Les paramètres *a* et *b* prennent des valeurs de 0.23 et 0.12 pour l'argile *NC*, et de 0.41 et 0.14 pour l'argile *OC* respectivement. Les valeurs du paramètre b (0.12 et 0.14) sont en accord avec les études précédentes sur les sols argileux qui ont montré que des valeurs de b de 0.115 à 0.15 (Boulanger et Idriss, 2004).

$$CRR = a * N^{-b} \qquad 4.2$$

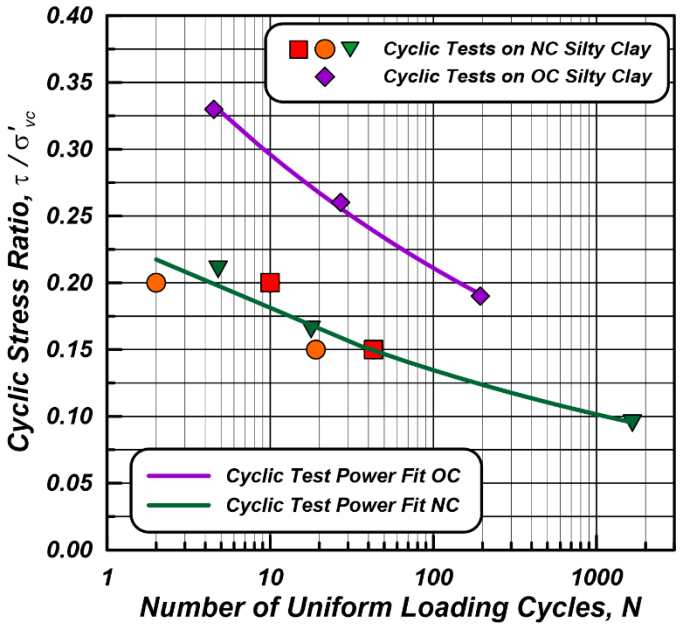


Figure 5-2. Courbes de résistance cyclique de l'argile en condition *NC* à différentes contraintes de confinement (255 kPa triangles, 300 kPa carreaux, 420 kPa cercles) et *OC* à une contrainte de confinement (55 kPa), pour des essais de cisaillement simple dynamique (DSS) (adapté de Golder, 2018, 2019)

5.3 Calibration du modèle PM4Silt

Des simulations ont été menées afin de calibrer les paramètres du modèle PM4Silt avec le logiciel FLAC pour un élément, aux contraintes de contrôle fournis par Boulanger et Ziotopoulou (2018, fichiers d'exemple). Le modèle PM4Silt comprend trois paramètres principaux et 20 paramètres secondaires. Les paramètres principaux doivent toujours être ajustés pour être spécifiques au matériau; il s'agit de la résistance non drainée à l'état critique, $S_{u,cs,eq}$, ou le rapport, $S_{u,cs,eq}/\sigma'_v$; le coefficient du module de cisaillement, G_o; et le paramètre du taux de contraction, h_{po}. Les valeurs de $S_{u,cs,eq}$ ou $S_{u,cs,eq}/\sigma'_v$ et G_o sont considérées comme des propriétés intrinsèques du matériau, avec $S_{u,cs,eq}/\sigma'_v$ fonction de la condition *NC* ou *OC* du sol (comme expliqué ci-dessus) et G_0 étant une constante contrôlant la valeur du module de cisaillement. Le paramètre h_{po} doit pour sa part être ajusté pour correspondre aux valeurs spécifiques du rapport de résistance cyclique mesuré (Boulanger et Ziotopoulou, 2018).

Les paramètres secondaires prennent usuellement des valeurs par défaut qui ont été définies pour que le comportement du modèle soit conforme au comportement des sols cohérents de faible plasticité rapporté dans la littérature (Boulanger et Ziotopoulou, 2018). L'ajustement de certains de ces paramètres secondaires permet néanmoins de mieux ajuster le comportement du modèle afin qu'il corresponde à la réponse des essais de laboratoire spécifiques au sol et au site (voir détails dans Boulanger et Ziotopoulou 2018).

Les valeurs obtenues pour $S_{u,cs,eq}/\sigma'_v$ de l'argile silteuse à l'état *NC* et *OC* sont 0.22 et 0.40 respectivement (déjà mentionnées ci-dessus). Le coefficient du module de cisaillement, G_o, a été estimé à partir des valeurs de base recommandées par Boulanger et Ziotopoulou (2018) et de valeurs de Vs mesurées sur le terrain. Les valeurs obtenues à l'état *NC* et *OC* sont de 570 et 710 respectivement. Ces valeurs correspondent à des vitesses des ondes de cisaillement de 163 et 191 m/s respectivement pour une contrainte de 100kPa, qui sont proches des valeurs mesurées rapportées par Golder (2019b). La valeur du paramètre h_{po} est ajustée pour que les simulations soient en accord avec la courbe de résistance cyclique mesurée au laboratoire (une fois les paramètres secondaires établis).

Les données de laboratoire (courbes œdométriques et tests cycliques, Annexe C) permettent d'ajuster certains paramètres secondaires, i.e. l'indice de vides initial, e_o, la pente de la ligne d'état critique, λ, et l'angle de friction interne volume constant, ϕ'_{cv}; les valeurs ainsi obtenues sont :

- e_{oNC}=1.25 et e_{oOC}=1.4

  La valeur de e_o des sols a été choisie d'accord à la valeur e_c de essais cycliques (Golder, 2019). Le e_o du sol OC est supérieur à celle du sol NC car initialement le sol est en condition OC, pour l'amener à la condition NC des étapes de chargement sont nécessaires (diminution de l'indice de vides)

- λ=0.19

- ϕ'_{cv}=30°

Des modifications supplémentaires de quelques paramètres secondaires ont été faites par itération pour améliorer l'ajustement du modèle aux tests de laboratoire. Celles-ci portent sur les paramètres suivants :

- c_z, qui permet de modifier le taux d'accumulation des déformations de cisaillement
- z_{max}, qui permet de modifier l'incrément de la pression interstitielle, les boucles hystérétiques, la résistance cyclique, la pente de la courbe de résistance et le taux de déformation
- c_e, qui permet d'ajuster le taux de déformation
- n_G, qui permet de modifier la pente du profil du module de cisaillement
- n_{bwet}, qui permet de contrôler le rapport auquel le pic de la valeur de S_u peut dépasser l'état critique
- h_o, qui contrôle la dégradation du module de cisaillement et de l'amortissement

Les autres paramètres secondaires n'ont pas été modifiés et conservent leur valeur par défaut. Le tableau 5-1 présente les paramètres par défaut et ceux qui donnent un meilleur ajustement de courbes de résistance cyclique et des résultats d'essais de laboratoire avec chargements cycliques.

Tableau 5-1 Parametres de calibration du modèle PM4Silt pour l'argile, utilisés dans les simulations

Paramètre	Symbole	Valeur par défaut	Valeurs calibrées *NC*	Valeurs calibrées *OC*
Résistance au cisaillement non drainé	$S_{u,cs,eq}/s'_v$	r	0.22	0.40
Coefficient du module de cisaillement	G_o	r	570	710
Paramètre de taux de contraction	h_{po}	r	13	15
Exposant du module de cisaillement	n_G	0.75	0.6	0.6
Rapport du module plastique	h_o	0.5	0.4	NA
Indice de vides initial	e_0	0.9	1.25	1.4
Pente de la ligne d'état critique	λ	0.060	0.19	0.19
Paramètre de délimitation côté humide	n^{bwet}	0.8	0.85	NA
Paramètre de délimitation côté sec	n^{bdry}	0.5	NA	NA
Paramètre de dilatance	n^d	0.3	NA	NA
Paramètre de dilatance	A_{do}	0.8	NA	NA
Rapport de pression interstitielle	r_{umax}	f(p_{cs})	NA	NA
Terme de microstruture	z_{max}	f($S_{u,cs,eq}/s'_v$)	3.0	25
Paramètre d'évolution de la microstructure	c_z	100	50	110
Facteur de taux d'accumulation de déformation	c_ε	f($S_{u,cs,eq}/s'_v$)	NA	0.25
Angle de frottement à l'état critique (°)	ϕ'_{cv}	32	30	30
Coefficient de Poisson	υ_o	0.3	NA	NA
Facteur de dégradation du module	C_{GD}	3.0	NA	NA
Facteur de module plastique	$C_k\alpha_f$	4.0	NA	NA
Rapport de la résistance au cisaillement plastique utilisé pour calculer c_{hg}	cr_{hg}	0.005	NA	NA
Résistance au cisaillement plastique à l'initialisation	c_{hg}	$cr_{hg}.p'$	NA	NA

r- valeurs requises (required value, primary input parameters)

NA valeur par défaut utilisée (default value)

5.3.1 Évaluation du modèle avec les paramètres calibrés

Des simulations ont été réalisées avec les paramètres obtenus précédemment pour des essais à contraintes contrôlées et à déformations contrôlées, avec FLAC (Itasca, 2016), en utilisant aussi le fichier avec un maillage d'un seul élément (Boulanger et Ziotopoulou, 2018). Les résultats

expérimentaux de laboratoire sont ensuite comparés aux résultats de simulation dans le but d'évaluer (et valider en partie) la calibration des paramètres du modèle PM4Silt.

5.3.1.1 Résistance au chargement monotone

Une comparaison entre les courbes contrainte-déformation non drainées obtenues au laboratoire et les simulations avec le modèle calibré montrée à la figure 5-3 indique qu'il y a une bonne correspondance pour la résistance au cisaillement à l'état critique. Dans les tests avec chargement monotone, un léger pic de résistance au cisaillement est observé; une modification des paramètres a été effectuée pour tenter de capturer ce pic, mais cela n'a pas été possible pour la simulation à l'état *OC*. La simulation à l'état *NC* peut reproduire le pic de résistance, mais ce pic survient à des déformations plus faibles qu'au laboratoire. On observe aussi que les simulations produisent une réponse contrainte-déformation qui semble plus rigide que celle des éprouvettes testées. Néanmoins, la valeur de rigidité initiale est proche des valeurs calibrées de G_o qui sont conformes aux valeurs in situ.

Étant donné que l'objectif principal de la calibration est de reproduire le plus fidèlement possible le comportement cyclique du sol argileux (montré plus loin), les différences entre le comportement monotone modélisé et mesuré ont été jugées acceptables.

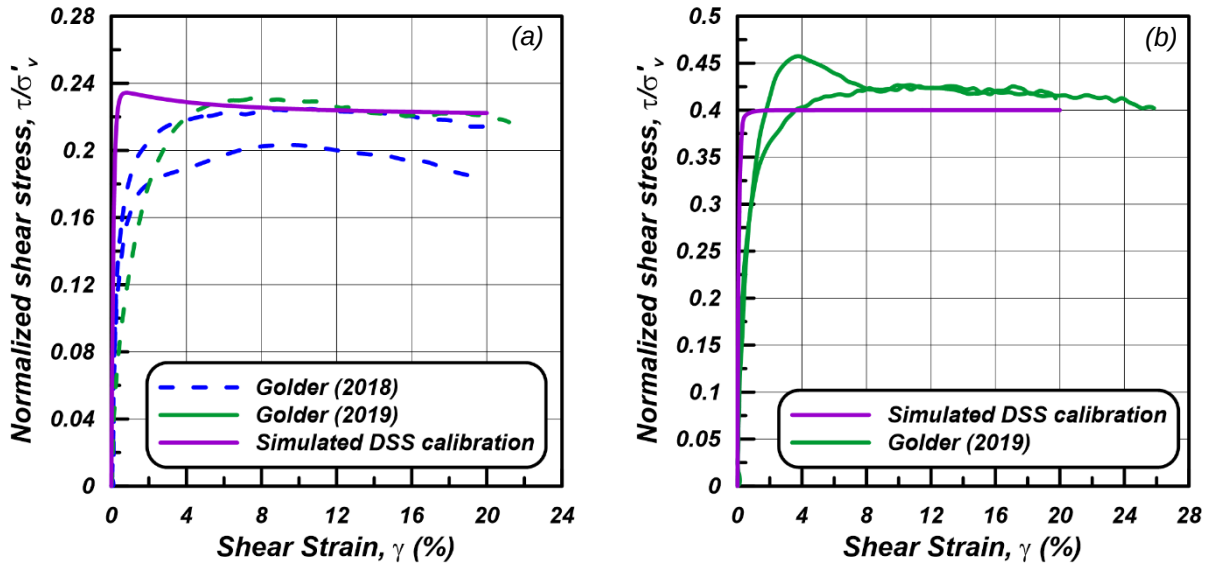


Figure 5-3. Courbes contrainte-déformation en chargement monotone au laboratoire et obtenues par simulations en utilisant les paramètres calibrés de PM4Silt a) État *NC* b) État *OC*

5.3.1.2 Comparaison des courbes de dégradation du module

Le rapport du module de cisaillement sécant normalisé (G/G_{max}) et les courbes du rapport d'amortissement donnés par le modèle calibré sont calculés à l'état *NC* et *OC,* et comparés aux courbes de Vucetic et Dobry (1991) pour des indices de plasticité *IP* de 0%, 15% et 30% (figures 5-4 a et b respectivement). L'argile silteuse analysée ici montre une valeur de *IP* qui varie de 9% à 25%. On voit que les résultats de simulation de la réduction du module de cisaillement correspondent à une réponse entre les courbes empiriques de *IP* à 0% et à 15%. Le taux d'amortissement initial est légèrement inférieur, car seul l'amortissement hystérétique induit par le modèle est pris en compte, et celui-ci est nul à faible déformation. Par la suite, l'amortissement est comparable jusqu'à une déformation de 0.01%, à partir de laquelle les valeurs simulées sont supérieures aux courbes empiriques. La réponse G/G_{max} peut être ajustée davantage avec la valeur du paramètre h_o, car l'augmentation de ce paramètre permet d'obtenir une courbe un peu plus rigide. Cependant, une rigidité plus élevée mène à des déformations initiales beaucoup trop faibles en comparaison aux données expérimentales de laboratoire. Comme les courbes de réduction du module sont proches des courbes empiriques et que celles de l'amortissement montrent des différences limitées, la calibration est jugée raisonnable et acceptable pour ces essais cycliques.

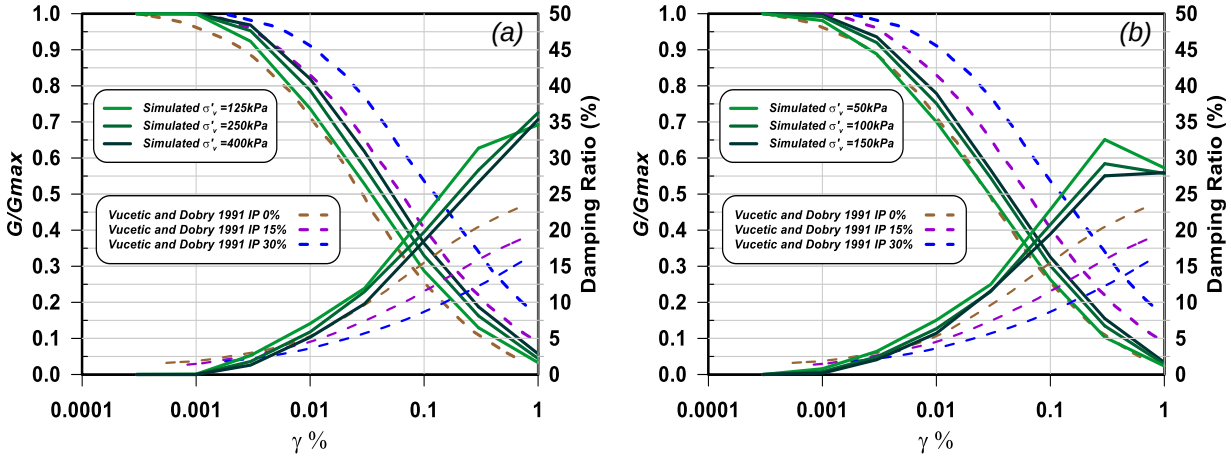


Figure 5-4. Courbes empiriques de réduction du module de cisaillement et du rapport d'amortissement (relations proposées par Vucetic et Dobry, 1991, pour sols avec différents indices de plasticité) et réponse modélisée avec PM4Silt pour des essais cycliques (DSS) non drainés à déformation contrôlée a) État *NC* b) État *OC*

5.3.1.3 Comparaison de la résistance cyclique

Les résultats des simulations pour des chargements cycliques sont comparés avec les courbes de résistance cyclique, définies selon le nombre de cycles nécessaires à un niveau de chargement CSR donné pour atteindre une déformation en cisaillement, γ, de 3.75% (Sanin, 2010; Golder, 2019; Verma et al. 2019). Les courbes résultantes présentées à la figure 5-5 montent une bonne corrélation, qui indique que la calibration du modèle permet d'obtenir un comportement similaire aux tests en laboratoire.

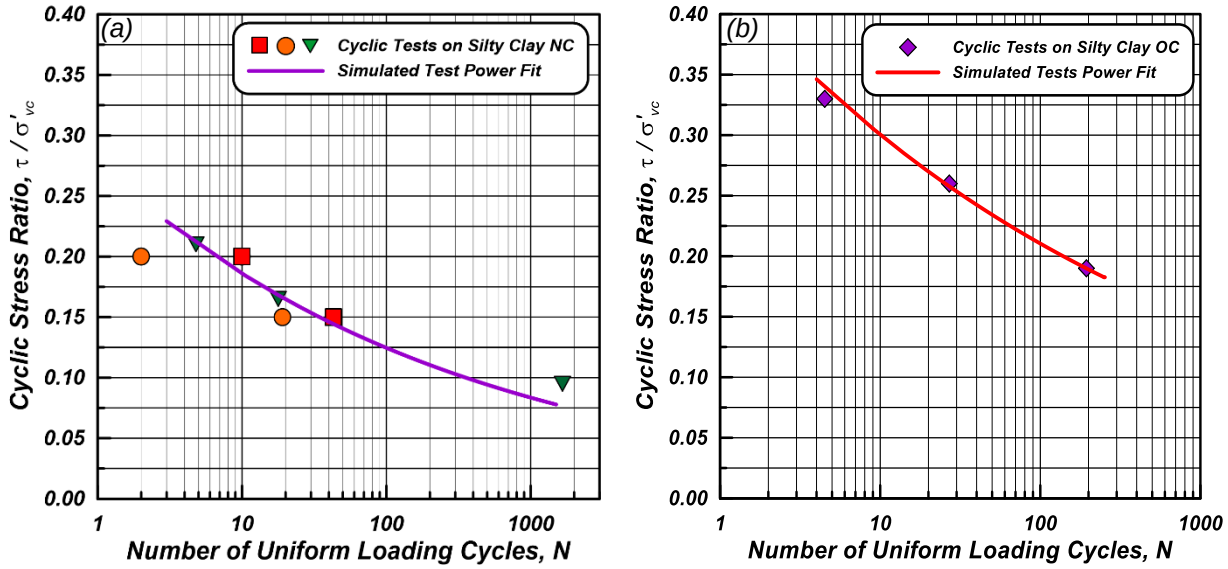


Figure 5-5. Comparaison de la courbe de résistance cyclique CSR Vs N_{liq} à partir de données de laboratoire et de simulations dans PM4Silt pour l'argile à l'état a) *NC* pour σ'_v de 255 kPa et b) *OC* pour σ'_v de 55 kPa

Les résultats des simulations de deux essais, l'un réalisé à σ'_v 255 kPa avec un CSR de 0,165 pour un état *NC*, et l'autre à σ'_v 55 kPa avec un CSR de 0,26 pour l'état *OC*, sont présentés aux figures 5-6 et 5-7 respectivement; on y montre les déformations de cisaillement, γ, le rapport de la pression interstitielle, r_u, le chemin de contrainte et la courbe contrainte-déformation. Les courbes simulées avec le modèle PM4Silt calibré suit relativement bien le comportement cyclique expérimental de l'argile silteuse pour les deux états.

On observer en particulier, pour l'argile à l'état *NC*, que les déformations en cisaillement simulées sont plus petites, particulièrement au début du test; mais le modèle suit de près la déformation de

cisaillement globale observée en laboratoire. Le modèle induit initialement un taux plus élevé de génération de pression interstitielle, mais les tendances sont similaires par la suite; l'éprouvette testée atteint un r_u maximal autour de 0.8 tandis que la simulation donne un r_u de 0.85. La diminution simulée de σ'_v est similaire au résultat de laboratoire, puisque la valeur de r_u est suivie de près par la simulation. Le comportement contrainte-déformation obtenue du modèle montre une réponse plus rigide au début (comme c'était le cas pour le chargement monotone). Les boucles contrainte-déformation sont initialement plus petites, mais ces boucles deviennent similaires avec l'augmentation du nombre de cycles; à de grandes déformations, les boucles simulées deviennent un peu plus larges que le comportement expérimental de laboratoire, tel qu'anticipé selon les courbes d'amortissement.

Pour l'argile à l'état *OC*, les déformations de cisaillement simulées sont plus petites jusqu'au 13e cycle, après quoi le modèle suit de près la déformation de cisaillement observée en laboratoire. Avec l'augmentation du nombre de cycles, le modèle prédit un peu plus de déformation. Le modèle simule un taux similaire de génération de pression interstitielle et il suit généralement la tendance du laboratoire; l'échantillon atteint un r_u maximal autour de 0.75 tandis que le modèle prédit une valeur de 0.8. Le modèle simule des cycles de dilatance plus marqués que ceux observés au laboratoire. La diminution de σ'_v simulée est similaire à celle observée au laboratoire, car l'évolution de r_u est suivie de près par la simulation. Le comportement contrainte-déformation simulé montre ici aussi une réponse plus rigide au début, suivi de boucles contrainte-déformation plus petites, puis par un comportement similaire à celui décrit pour la simulation de l'échantillon *NC*. Il faut noter que l'éprouvette testée n'a pu supporter la valeur de *CSR* imposée au-delà d'une déformation d'environ 2%, en raison de la dégradation (perte) de la résistance (associée ici au ramollissement cyclique).

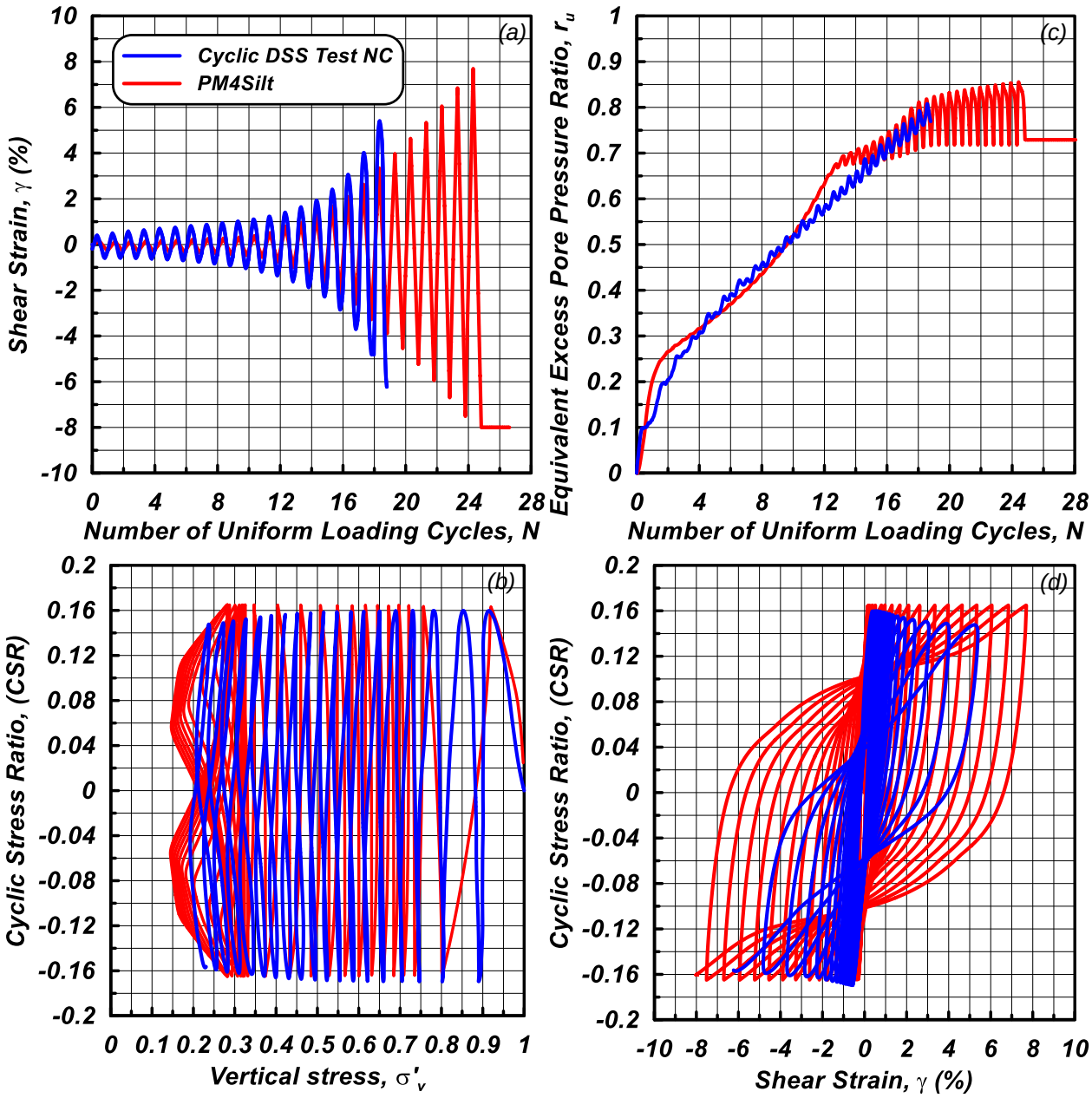


Figure 5-6. Comparaison du comportement de l'argile silteuse *NC* au laboratoire et simulé avec PM4Silt pour σ'_v égale à 255 kPa, CSR de 0.165 a) γ vs N b) CSR vs γ c) r_u vs N, d) CSR vs σ'_v

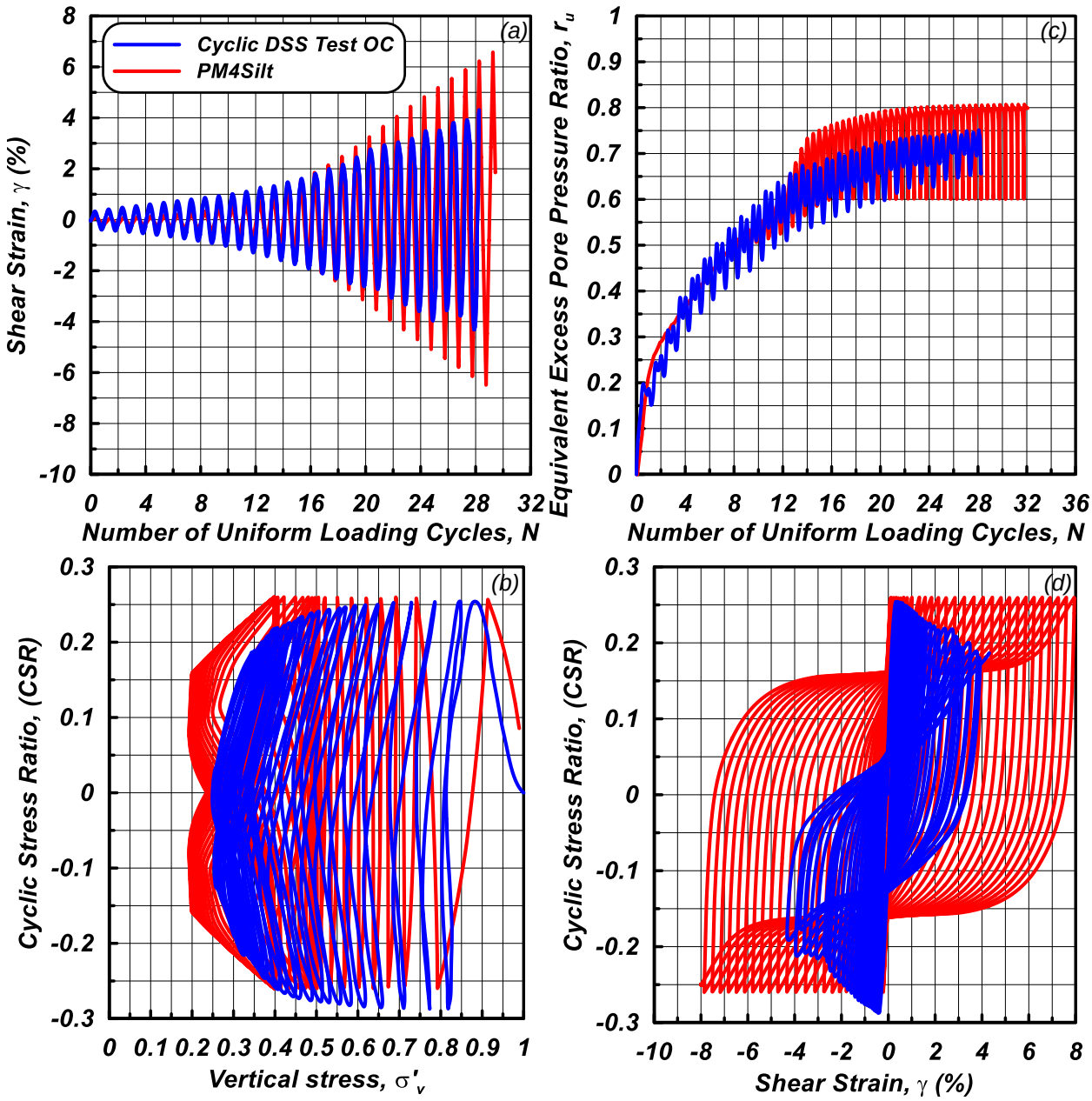


Figure 5-7. Comparaison du comportement de l'argile silteuse *OC* au laboratoire et simulé avec PM4Silt pour σ'$_v$ de 55 kPa, CSR de 0.26 a) γ vs N b) CSR Vs γ c) r_u Vs N d) CSR Vs σ'$_v$

5.4 Dernières remarques

Le modelé PM4Silt avec les paramètres calibrés suis assez bien le comportement expérimental de l'argile silteuse de la région de Malartic en Abitibi Témiscamingue. La calibration réalisée reproduit correctement la résistance cyclique et les résultats d'essais cycliques individuels pour l'argile silteuse en conditions *NC* et *OC*.

La calibration des paramètres sera utilisée dans le chapitre 8 afin de mener des simulations du comportement sismique du parc à résidus avec la présence de l'argile silteuse dans la fondation.

5.5 Références

Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. 2004. Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays (p. 131). Davis, California: Center for Geotechnical Modeling.

Boulanger, R.W., and Ziotopoulou, K. 2018. PM4Silt (version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-18-01.

Golder 2018. Results of the critical state line and simple shear laboratory testing on tailings and foundation soils- Mine Canadian Malartic, Septembre 2018.

Golder 2019. Essais sur les argiles de la Mine Malartic. Janvier 2019.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. 2008. Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute

Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). 2016. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 8.00. Computer software and user manual. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minn

Ladd, C. C. 1991. Stability evaluation during staged construction. Journal of geotechnical engineering, 117(4), 540-615.

Ladd, C. C., and Foott, R. 1974. New design procedure for stability of soft clays. Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, 100(7), 763-786.

Sanin, M.V. 2010. Cyclic shear loading of Fraser River delta silt. Ph.D. thesis. University of British Columbia. British Columbia.

Verma, P., Seidalinova, A., and Wijewickreme, D. 2019. Equivalent number of uniform cycles versus earthquake magnitude relationships for fine-grained soils. Canadian Geotechnical Journal, 56(11), 1596-1608.

Vucetic, M., & Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering, 117(1), 89-107.

CHAPITRE 6 ARTICLE 2 SEISMIC AND POST SEISMIC STABILITY OF TAILINGS IMPOUNDMENTS WITH UPSTREAM DIKES

Carlos Andrés Contreras[1*], Samuel Yniesta[1*]and Michel Aubertin[1]

[1]*Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, C.P. 6079, Centre-ville, Montréal, QC H3C 3A7, Canada.*

[*]*Corresponding Author; email:* carlos-andres.contreras-romero@polymtl.ca

Submitted on April 15, 2022 to the International Journal of Geotechnical Engineering

ABSTRACT

Seismically induced ruptures of tailings impoundments can take place during a seismic event or shortly after. Several studies have investigated the mechanisms leading to failure of an impoundment during an earthquake, but the post-seismic failure processes have not been considered as extensively. This paper investigates the liquefaction potential, the volume of liquefied tailings and the possibility to induce seismic and post-seismic failure of an upstream impoundment. The modelling procedure is presented with key results, which show that high frequency motions tend to induce lower volume of liquefied tailings and impoundment displacements than low frequency events, for identical Arias Intensity. The post seismic analyses indicate that many impoundments would be unstable for the conditions considered here, with ongoing displacements and velocities beyond the event duration. The simulation results of the seismic phase are used to develop equations to estimate the relative volume of liquefied tailings as a function of intensity measures, and the results from the post seismic phase are used to define a threshold of the relative volume of liquefied tailings necessary to trigger an instability. These results presented here should be useful to evaluate the risk associated with existing or planned tailings storage facilities.

Key words: Tailings impoundment, liquefaction, seismic stability, post-seismic failure

6.1 Introduction

Tailings are most often deposited hydraulically as a slurry in a surface impoundment where they consolidate under their own weight. Tailings in the impoundment are initially in a loose saturated state, which makes them highly compressible and susceptible to static and dynamic liquefaction (Vick, 1990; Aubertin and Chapuis, 1991; Aubertin et al., 2002a, 2002b, 2011; Blight 2010; James et al., 2011). Stability analysis for the design of an impoundment requires the evaluation of the liquefaction potential of the tailings, the permanent displacements that could be induced by liquefaction, and the associated risk of failure (Marcurson et al., 2007).

Seismically induced ruptures of tailings impoundment can take place during the seismic event, as was the case for Cerro Negro (1965 and 1985) (Villavicencio et al., 2014), Hokkaido (1968) (Ishihara et al., 1990), and Tapo Canyon (1994) (Harder and Stewart, 1996) earthquakes. Post-seismic ruptures can also occur after shaking due to the redistribution of the excess interstitial pore water pressures generated during seismic loading, or to the driving forces that may then exceed the available shear strength of the materials. Examples of such delayed failures include the No. 2 dike at the tailings impoundment in Mochikoshi (1978) (Seid-Karbasi and Byrne, 2004), which occurred about one day after the earthquake; although not a tailings facility, the Lower San Fernando Dam (1971) (Seed et al., 1988) also failed (about thirty seconds) after shaking. The evaluation of the seismic and post seismic stability of tailings impoundments is a very important issue for the mining industry due to the adverse social, economic and environmental consequences of a failure (e.g. Seid-Karbasi and Byrne, 2004; Naesgaard and Byrne, 2007; James and Aubertin, 2012; Ferdosi et al., 2015b; Salam et al., 2021).

This paper presents the results of numerical seismic and post seismic simulations of tailings impoundments with upstream dikes having slopes of 13H:1V, 11H:1V, 9H:1V and 6H:1V, using FLAC 8.0 (Itasca, 2016) and the PM4Sand (Boulanger and Ziotopoulou, 2017) constitutive model for the tailings. The simulations are used to assess various aspects including the liquefied volume and displacements. The results indicate that the relative critically displaced volume is directly related to the relative volume of liquefied tailings. The numerical results are then used to develop relationships between selected input (intensity measures, IM) and output components (volume of liquefied tailings), for conditions typical of the mining region of western Quebec. The evaluation of the displacements and velocities during the post seismic phase can be used to characterize

impoundments that are stable or not, and the threshold value of the volume of liquefied tailings to obtain stable impoundments.

6.2 Methodology

6.2.1 Impoundment Configuration

The tailings impoundments under study are constructed using the upstream method and composed of a starter dike and raised dikes made of waste rock. The impoundment models include tailings with a thickness of 30 m (Figure 6-1) or 50 m, and retaining dikes with upstream slopes of 13H:1V, 11H:1V, 9H:1V and 6H:1V. The distance between the last (upper) waste rock dike and the boundary of the model is 110 m for all cases, which is sufficient to avoid any significant boundary effect on the simulations. The foundation beneath the tailings is composed of a till layer overlying the bedrock, as is commonly encountered on mine sites in the Abitibi region, Québec.

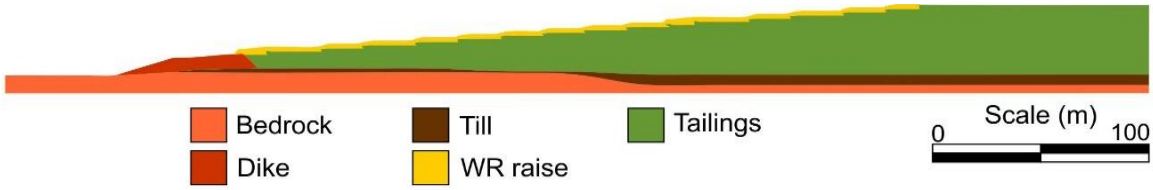


Figure 6-1. Conceptual model for the tailings impoundments

6.2.2 Numerical Analysis Procedure

The numerical analyses were performed using the software FLAC 8.0 (Itasca, 2016). Each analysis was performed in 2 or 3 different phases: i) hydraulic and static equilibrium, ii) dynamic modelling, and iii) a post seismic modelling phase if failure did not occur during the dynamic phase.

6.2.2.1 Static Phase

The static simulation phase initializes the state of stresses and pore water pressures at equilibrium before the earthquake loading is applied. The phreatic level in the impoundment is positioned at the tailings surface, which represents the condition for most tailings impoundment during operations, following hydraulic deposition of hard rock tailings. This also represents a worst-case scenario with respect to the geotechnical stability. The boundaries of the model are fixed horizontally on the sides and in both the horizontal and vertical directions at the base of the model.

The elasto-plastic Mohr-Coulomb constitutive model was used for all materials in this initial phase, except for the bedrock which was considered linearly elastic.

Results from previous studies were used to define the basic properties of the tailings and waste rock given in Table 1 (James, 2009; Ferdosi et al., 2015a). A relatively small effective cohesion was assigned to the waste rock in dikes (based on a non-linear failure envelope) to avoid premature distortion of the elements. A Poisson coefficient ν of 0.3 was used to estimate the bulk modulus *K*

Table 1 Material properties used for static analysis.

Properties	Tailings	Starter dyke	Till	Waste rock dikes	Bedrock
Dry density, ρ_d (Mg/m3)	Var	2.2	1.9	2.0	2.6
Effective friction angle, ϕ' (°)	37[1]	45	36	45	-
Effective cohesion, *c'* (kPa)	0.0	30	0.0	15	-
Porosity, *n*	0.4	0.3	0.3	0.3	0.25
Shear modulus, G (kPa)	7x10^4[1,2]	5.6x10^5[3]	3.6x10^5[3]	4.1x10^5[3]	23x10^6[3]
Hydraulic conductivity (m/s)	2x10-7	1x10-3	5x10-7	1x10-3	1x10-9

[1]Static phase only
[2]The shear modulus in the dynamic phase is computed based on stresses and the shear modulus coefficient in the PM4Sand model, (see Boulanger, and Ziotopoulou. 2017)

[3] The shear modulus has a constant value for the material

6.2.2.2 Dynamic phase

The tailings response was simulated using the PM4Sand constitutive model (Boulanger and Ziotopoulou, 2017), with the parameters calibrated from the experimental results obtained from extensive laboratory and field-testing programs (James, 2009; Poncelet, 2012; Golder, 2014; Essayad 2015, 2021; Saleh-Mbemba, 2016; Archambault-Alwin, 2017; Grimard, 2018; Boudrias, 2018). Table 2 presents the values used for the simulations. All the details regarding the calibration process can be found in Contreras et al. (2022).

During the dynamic phase, the numerical model is laterally bounded by free field boundary conditions. On the right side of the model, elements using the Mohr Coulomb model are added because the PM4Sand model is not compatible with field lateral boundaries (Boulanger and Ziotopoulou, 2017). The ground motions are applied at the base in the form of time histories of acceleration.

Tailings in an impoundment consolidate under their own weight so the Density Index, $I_{d,}$ is a function of the effective vertical stress, σ'_v. In the simulations, the value of I_d was set using Eq. 1 based on the experimental results of Essayad (2015) and Saleh-Mbemba, (2016), with a minimum value of 40%. For the 30 m and 50 m high tailings impoundment considered here, this function yields a density index between 40% and 57% (Figure 6-2) and 40% to 61%, respectively.

$$I_d = 0.326 \cdot \sigma_v'^{0.1} \qquad (\geq 40\%) \qquad (1)$$

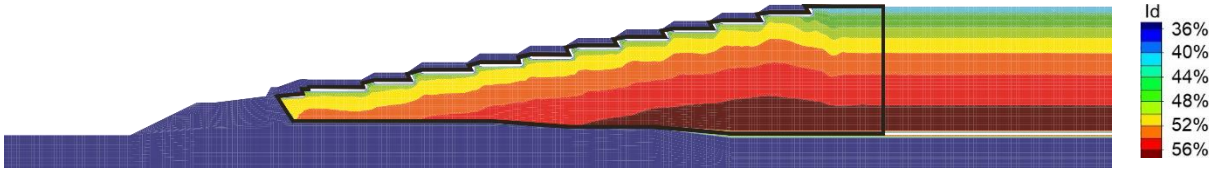


Figure 6-2. Density index profile for a tailings impoundment 30 m high with an external slope of 9H:1V. The black line shows the zone used to compute the percentage volume of liquefied tailings.

Table 2 Tailings calibrated parameters of the PM4Sand model used in the simulations (Contreras et al. 2022)

Parameter	Symbol	Calibrated values
Relative density	D_r	Var.
Shear modulus coefficient	G_o	502.5
Contraction rate parameter	h_{po}	0.55
Minimum void ratio	e_{min}	0.49
Maximum void ratio	e_{max}	1.1
Bounding parameter	n^b	0.7
Fabric growth parameter	c_z	150
Critical state friction angle (°)	ϕ'_{cv}	35
Modulus degradation factor	C_{GD}	2.5
Critical state line parameter	Q	12.7
Critical state line parameter	R	5.4

*The other parameters of the PM4Sand model retain their default values (see Contreras 2022 for details)

The model Sig3 (Itasca, 2016) was used with the MC elasto-plastic model to simulate the shear modulus degradation and the damping behaviour for all the materials other than the tailings and bedrock. The default values for granular materials were used for the till foundation and the calibrated values proposed by Ferdosi et al. (2015b) were used for the waste rock. Stiffness and mass-dependent Rayleigh damping ratio of 0.5% centered on the predominant frequency of the motion was assigned to all materials to introduce small strain damping (Itasca, 2016; Boulanger and Ziotopoulou, 2017).

6.2.2.3 Post Seismic Phase

The evaluation of seismic and post seismic behaviour and stability of retaining dams can be conducted using numerical modelling. For instance, Naesgaard and Byrne (2007) did a back analysis of the Lower San Fernando Dam failure. Fully coupled effective stress models can theoretically simulate the displacements and liquefaction (reduction of strength and stiffness) during an earthquake, along with the pore water redistribution and dissipation during and after the event. However, previous studies have shown that it is difficult to capture both phases of the seismic event due to the complex mechanisms (such as void ratio redistribution) and the difficulty in modelling the behaviour of soils (and tailings) during the earthquake while considering also the post shaking mobilized strength (liquefied shear strength) and reconsolidation (Beaty and Byrne, 2011; Ferdosi et al. 2015c; Boulanger and Ziotopoulou, 2017).

Another option to analyze the post seismic response of a tailings impoundment is to apply a total stress approach and assigning the liquefied shear strength to elements that were submitted to a high pore water pressure ratio, r_u, at the end of the earthquake. This method tends to give similar results to fully coupled models but is less computationally demanding (Naesgaard and Byrne, 2007; Naesgaard, 2011). Another advantage is that the liquefied shear strength obtained from experimental testing can be assigned with the total stress approach, which can be more accurate than the post-cyclic strength obtained from fully coupled models (Beaty and Byrne, 2011). Laboratory tests have shown that post-cyclic strength of tailings can be expressed in terms of the undrained shear strength ratio, S_u/σ'_v, with a typical value of about 0.1 for low plasticity, hard rock tailings (James et al., 2011; Golder, 2014).

In the simulations presented here, the final values of the pressure-dependent shear and bulk moduli computed from the PM4Sand model (which vary with pore water pressures) are stored at the end

of the dynamic analyses. These values are then used with the elastoplastic Mohr Coulomb model to evaluate the post-seismic displacements and assess the impoundment stability. Tailings elements where the pore water pressure ratio, r_u, reached at least 0.7 at the end of shaking were assigned an undrained shear strength (Beaty and Byrne, 2011, Naesgaard, 2011), with a S_u value computed from a shear strength ratio S_u/σ'_v of 0.1 and a minimal shear strength of 10 kPa. Upon reaching this condition, the cyclic shear strains become more pronounced, and this behaviour is commonly associated with a reduction of strength and stiffness due to the onset of liquefaction (Beaty and Byrne, 2011). An undrained shear strength ratio S_u/σ'_v of 0.22 was assigned to the non-liquefied tailings elements (which is a typical value for normally consolidated tailings; e.g. Vick, 1990), and there was no change of properties for other materials. Each post-seismic simulation was conducted until the displacements stopped or until one of the elements showed an excessive distortion.

6.2.3 Input Ground Motions

The Québec government requires that tailings impoundments be designed considering an earthquake with a 2,475 or 10,000-year return period (Directive019, MERN, 2017); depending on the failure consequences classification, the Canadian Dam Association (CDA, 2007, 2014) provides a similar recommendation. This investigation is based on the 10,000-year design spectrum computed by performing a site-specific probabilistic seismic hazard analysis (Golder, 2018) for a site in the moderately seismic region of Abitibi (Figure 6-3). A seismic hazard deaggregation analysis was also performed and it showed that the seismic scenario that controls the hazard for a spectral acceleration at periods of 0.3 to 1.0 s (encompassing the natural and the degraded fundamental periods of the tailings impoundment considered) corresponds to a moment magnitude mode (M_w) of 6.9 to 7.3 and a source to site distance of 106 to 180 km. The range of expected significant duration for this site was evaluated based on Lee and Green (2014), for Central and Eastern regions of North America. The corresponding significant duration ($D_{5\text{-}95}$) calculated is between 14 and 45 seconds for the magnitudes and distances mentioned. The significant duration ($D_{5\text{-}95}$) of ground motions is an important factor when evaluating the consequences of liquefaction and lateral displacements (Kempton and Steward, 2006). The imposed ground motions were selected to be consistent with the deaggregation scenario, with a significant duration within the expected range, and recorded on stiff ground or rock (applied at the bottom of the model). Ground motions compatible with the shape of the design spectrum were selected from the NGA-East

(Goulet et al., 2014) and NGA-West2 (Ancheta et al., 2013) databases and data provided by the Geological Survey of Canada (GSC, 2019), along with synthetic motions developed for Eastern regions of Canada (Atkinson, 2009).

The seismic hazard in Eastern Canada is generally associated with high frequency ground motions, but an alternative scenario with lower frequency content motions (herein recordings with a predominant frequency, F_{pred}, less than 7 Hz) was also considered. The effect of predominant frequency was analyzed for its impact on the dynamic response of slopes, which may depend on the frequency content of the motion. It has been observed that low frequency motions tend to induce larger lateral displacements of tailings impoundments than high frequency motions due to wavelength synchronization (or inertial forces) in the loaded mass (Kramer,1996; Ferdosi et al., 2015b).

The motions used in the simulations have been scaled based on the Arias Intensity (*AI*) rather than spectral acceleration, as the former is deemed more relevant to the type of analysis conducted here (Travasarou and Bray 2003; Kramer and Mitchell, 2006); this aspect is discussed further below.

The selected value of AI used in this study is based on the relationships of Lee and Green (2010) and Farhadi and Pezeshk (2020), which are applicable to Central and Eastern regions of North America. The median AI values predicted by these equations vary between 0.045 to 0.147 m/s. A relatively large (but realistic) value of AI of 0.125 m/s was retained to scale all the ground motions in the simulations to reflect variability of estimates in a conservative manner.

The average spectra obtained from the motions scaled to match the selected AI value, shown in Figure 6-3, correlates fairly well the design spectrum, especially for the high-frequency content motions. This figure also indicates that the average spectrum for the lower frequency motions induces a slightly lower PGA and higher spectral acceleration peak values. The detailed scaled ground motions characteristics are provided in Table 3.

Table 3 Ground motion parameters of the scaled selected low frequency and high frequency ground motions (Atkinson, 2009, Ancheta et al., 2013, Goulet et al., 2014 and GSC, 2019)

Name of event	Record	V_{S30} (m/s) or soil condition	M_w	Dist R_{rup} (km)	D_{5-95} (s)	PGA (m/s^2)	CAV (m/s)	F_{pred} (Hz)
			High-frequency content ground motions					
Saguenay	S49	2000	5.9	92	9.8	1.60	2.3	8.3
Nahanni	ENT	Rock	6.8	7	4.5	1.69	1.8	16.7
Atkinson 7.0	42-2	Rock	7.0	94	7.6	1.16	2.3	16.7
Turkey	ABY090	Rock	7.3	16	28.8	1.03	4.1	7.1
SOR	315	Rock	6.7	54	25.4	1.05	3.8	25.0
Chichi	TCU095	Rock	7.6	43	14.5	1.45	2.9	10.0
Chichi	1518	887	7.6	94	21.6	0.80	3.8	10.0
Tottori	3920	1047	6.6	70	16.8	0.83	3.3	12.5
Tottori	6287	1068	6.6	191	10.9	1.04	2.7	12.5
Iwate	5670	1423	6.9	83	17.4	0.81	3.5	12.5
			Low-frequency content ground motions					
Loma Prieta	804	1020	6.9	63	11.3	0.87	3.1	4.2
Northridge	1709	1015	5.3	22	8.2	1.21	2.3	2.1
Northridge	E4	Rock	7.0	20	19.6	0.80	3.8	4.6
El Mayor	6041	827	7.2	111	24.1	0.76	4.2	5.6
San Fernando	80	969	6.6	22	10.7	0.99	2.7	3.8
Morgan	455	1428	6.2	15	8.3	1.40	2.3	7.0
Tabas	143	767	7.3	2	16.5	0.86	3.2	4.8
Kocaeli	1165	811	7.5	7	12.0	0.89	2.8	3.6
Tottori	6428	1288	6.6	188	28.0	0.84	3.8	5.0
Tottori	3954	967	6.6	15	7.9	1.15	2.6	5.0

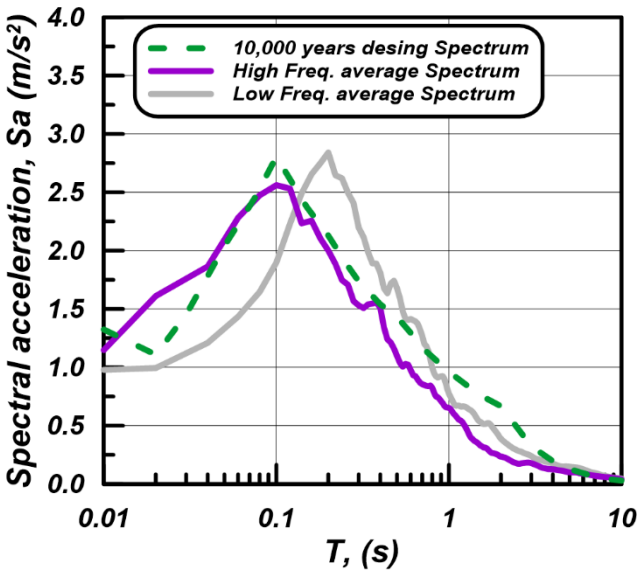


Figure 6-3. Design spectrum considered and average scaled spectra for selected high and low frequency content motions (for a 10,000 year return period)

6.3 Behaviour of the tailings impoundment during the seismic phase

6.3.1 Response Parameters

Dynamic analyses were performed for the impoundments with different external slopes (13H:1V, 11H:1V, 9H:1V and 6H:1V), using the motions presented in Table 3. The response of each model is characterized at the end of the simulation by the relative volume (normalized, percentage) of liquefied tailings (i.e. percent of the tailings that have liquefied in the zone situated under the slope, and away from the crest over the width of one time the height of the tailings, Figure 6-2), and by the relative volume (percentage) of critically displaced tailings in the same zone, with horizontal displacement of at least 1.0 m; Jibson, 2011, Ferdosi et al., 2015a),

6.3.2 Simulated responses under low and high frequency motions

The displacements induced by the high-frequency ground motions were small to moderate for all cases, ranging between 0.5 and 5.0 m (Table 4), except for the recording of Chichi 1518, which caused larger displacements of up to 8.5 m at the end of the seismic phase for the 11H:1V slope (Figure 6-4a).

Low frequency ground motions, with identical Arias Intensity but (on average) lower PGA, caused higher horizontal displacements of the impoundment in most cases for the different slopes (Figure 4c). Maximum displacements ranging from 3.0 to 13 m were obtained, except for the Morgan motion where a maximum displacement of 1.7 m was computed at the end of the seismic phase for the 13H:1V slope (Table 4).

For both types of frequencies, the horizontal displacements generally increased with the slope increasing from 13H:1V to 11H:1, while the displacements tend to diminish slightly for steeper slopes (9H:1V and 6H:1V) (Table 4). However, the reduction in displacements for the 6H:1V slope under low frequency motions is not necessarily meaningful because most of the simulations did not reach the end of the imposed seismic motion.

Table 4 Range and average values of maximum displacements for impoundment with slopes 13H:1V to 6H:1V, under high and low frequency motions

	Slope 13H:1V	Slope 11H:1V	Slope 9H:1V	Slope 6H:1V
High frequency				
Range maximum Displacements (m)	0.3-6.0	0.2-8.5	0.1-6.0	0.2-5.4
Average maximum Displacements (m)	2.2	2.5	2.3	2.1
Low frequency				
Range maximum Displacements (m)	1.7-10	3.3-13	4.5-10	2.5-6.0*
Average maximum Displacements (m)	6.5	7.9	7.1	3.8*

*The maximum displacements reached must be higher than those shown as the model simulations did not reach the end of the motion.

High r_u, values developing under the external slope of the impoundment indicate where liquefaction of the tailings occurs. For high frequency motions, the liquefied zone was relatively shallow in most simulated cases and the proportion of tailings liquefied varied between 4 and 44% of the relative volume of tailings (Figure 6-4b). For low frequency motions, the zone with high r_u values generally developed deeper under the external slope of the impoundment and affected a larger volume (as illustrated in Figure 6-4d, for two cases), with a proportion of liquefied tailings varying from 23 to 57% of the relative volume. Figure 6-4 also shows that the contours of critical

displacements are deeper with low frequency motions than with high frequency motions even if similar maximum displacements were reached in both cases. This could be attributed to the larger spectral intensity at longer periods, which is more susceptible to affect the response of the impoundment.

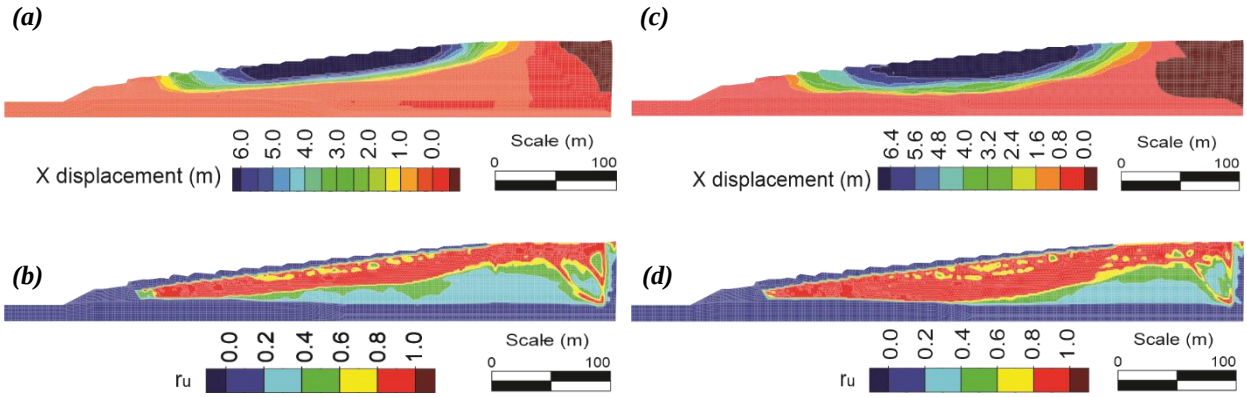


Figure 6-4. Results of a high-frequency Chichi 1518 (left) and low-frequency Kocaeli (right) earthquakes on the impoundment with a 13H:1V slope a) and c) Horizontal displacements (along the X axis) and b) and d) Maximum pore water pressure ratio r_u, contours at the end of the seismic phase.

An increase in slope (from 13H:1V to 6H:1V) tends to reduce gradually the relative volume of liquefied tailings and of critically displaced tailings in most of the simulated cases, this reduction is much lighter for high frequency motions, as indicated by results shown in Figure 6-5 and Table 4. This figure shows a light increase in the relative volume of liquefied tailings and critically displaced volume with an increase of the slope from 13H:1V to 11H:1; an additional increase of the slope (to 9H:1V or 6H:1V) leads to a slight reduction of both parameters. Although counter-intuitive, this result can be explained by several factors, included the fact that there is a lower volume of tailings for steeper slopes. Moreover, as the seismic response of the impoundment is highly affected by the initial density index (Biondi et al., 2000), the reduction of liquefied volume can be attributed to the slight increase of density index (average value) under the slope for the models with a steeper slope. In addition, the higher static stress (average) below steeper slope can reduce the potential for liquefaction of the denser tailings, as observed in laboratory tests (Idriss and Boulanger 2008, Park et al. 2020). Finally, the lower displacements obtained in the impoundments with higher slopes are still associated with failure, and therefore the results presented here do not equate higher slopes with greater stability.

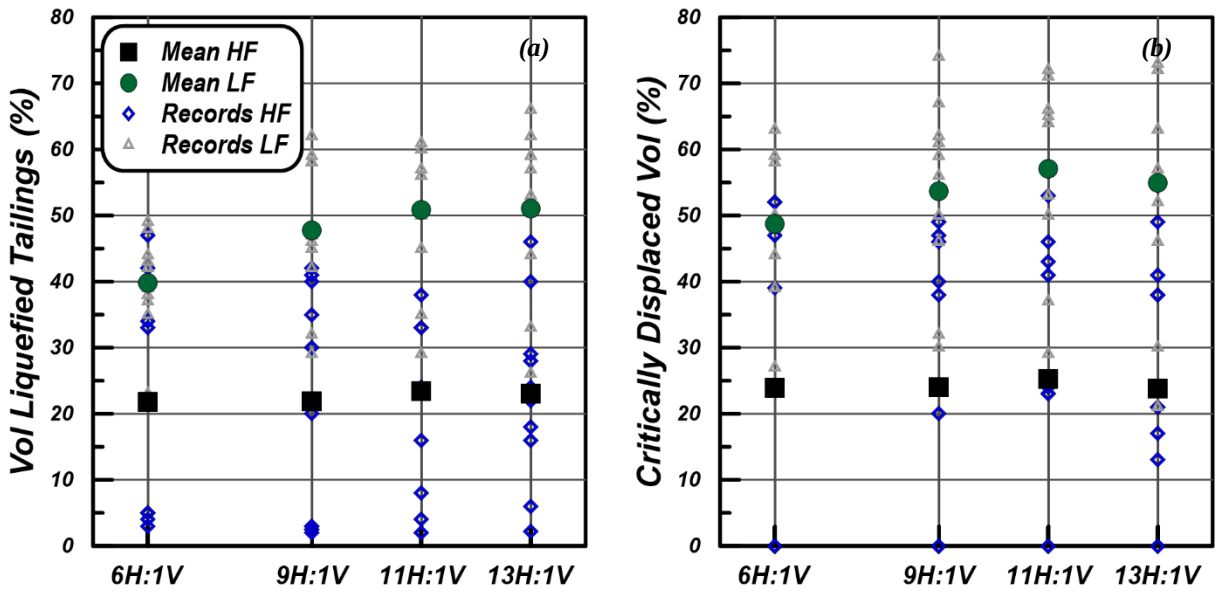


Figure 6-5. a) Relative of volume of liquefied tailings and b) Relative critically displaced volume at the end of the seismic phase for slopes 13H:1V to 6H:1V for High and Low frequency motions

Figure 6-6 shows that for high and low frequency motions maximal horizontal displacements and critically displaced volume of tailings depend on the volume of liquefied tailings. This relationship appears to be independent of the frequency content of the motion even though low frequency motions tend to induce larger volumes of liquefied tailings and higher displacements (for an identical *AI*). Various observations can be extracted from these results. For instance, displacements lower than the critical displacement (i.e. 1 m) usually corresponds to a relative volume percentage of liquefied tailings lower than approximately 10 to 15% (Figure 6-6a). In addition, the relative volume of critically displaced tailings is almost linearly proportional to the relative volume of liquefied tailings (Figure 6-6b).

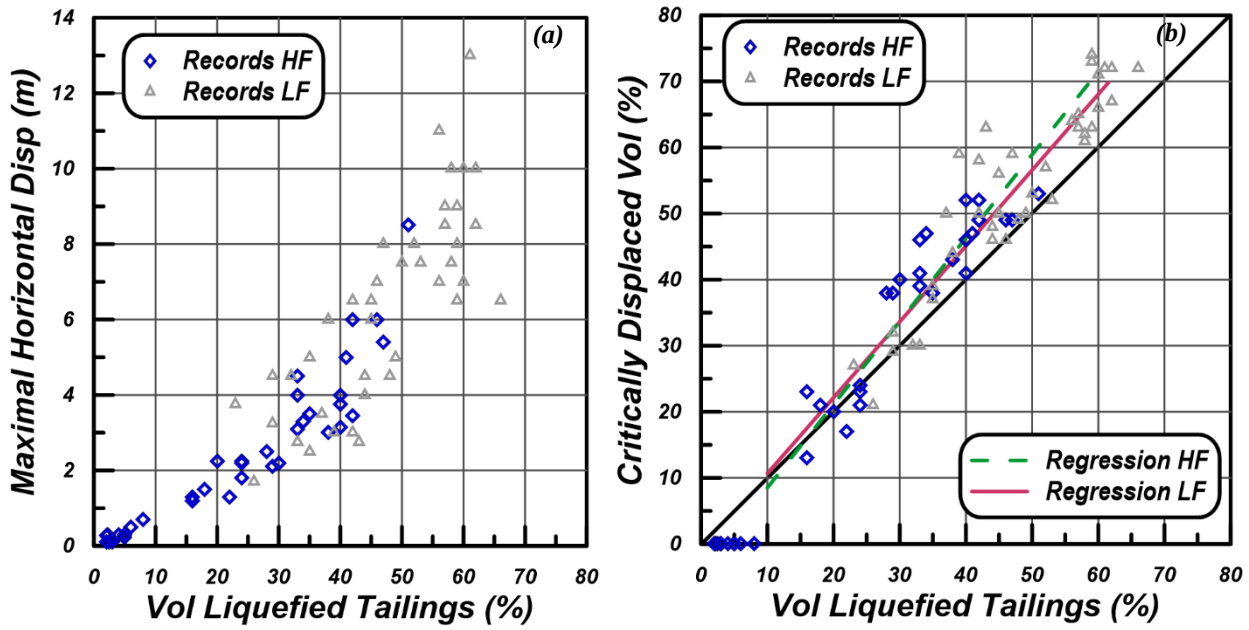


Figure 6-6. Trends for the relative Volume of liquefied tailings on slopes 13H:1V to 6H:1V for High and Low frequency motions Vs a) Maximal horizontal displacement and b) Relative Critically displaced volume

The simulation results obtained here on low plasticity, cohesionless tailings are consistent with previous findings for sandy soils regarding the effect of the frequency motion on displacements, pore water pressure built up, and liquefaction (Kramer,1996; Ghosh and Madabhushi, 2003; Wong and Wang, 2007). In general, earthquake motions with a lower predominant frequency content produce more critical conditions (e.g. higher volume of liquefied tailings and displacements). This behaviour can be attributed, at least in part, to the higher average spectral acceleration of the low-frequency content records at the mean natural frequency of the tailings in the impoundment (the natural period being about 0.6 s when calculated as $^{4H}/_{V_s}$, although this equation is only an approximation when the soil is not levelled).

6.3.3 Assessment of Liquefied Tailings Volume

A relationship can be established between the relative volume of liquefied tailings for impoundments with upstream dikes and appropriately selected intensity measures (IM) used for the simulations. The efficiency of several *IMs* was investigated but only the optimal *IMs* are considered here; details regarding the use of different *IMs* are presented in Contreras (2022) and

Zafarani (2022). The optimal *IMs* chosen to evaluate the volume of liquefied tailings follow the concept of efficiency (Luco and Cornell, 2001) and predictability (Kramer and Mitchell. 2006).

Preliminary analyses determined that using a single *IM* did not lead to satisfactory correlations due to the high variability of the results obtained for different slopes and frequencies. The combination of two *IMs* yielded better results with the following equation (based on power law functions).

$$Ln\left(\%Vol_{liq}\right) = C_0 + C_1 Ln(IM_1) + C_2 Ln(IM_2) \pm \varepsilon \quad (2)$$

Where C_0, C_1, and C_2, are model coefficients; IM_1 and IM_2 are the two *IMs* selected to estimate the relative volume of liquefied tailings; ε is a normally distributed random variable with zero mean and a standard deviation (σ) in Ln units (Al Atik et al. 2010).

The optimal combination providing the most reliable correlation for all slopes and frequencies was found to be the *PGV* (IM_1) and the area of the spectral acceleration from 0.3 to 1.0 seconds, $Sa_{0.3s \text{ to } 1.0s}$ (IM_2), computed as:

$$S_{a\ 0.3s\ to\ 1.0s} = \sum_{T=0.3s}^{T=1.0s} S_a \Delta T \quad (3)$$

These two selected *IMs* can be obtained from ground motions models given a seismic scenario (e.g. Atkinson and Adams, 2013 (CENA) and Campbell and Bozorgnia, 2014 (WNA)), or directly based on the code-provided or site-specific design response spectrum and PGV (e.g. seismic hazard model, NBC, 2015, Halchuck et al., 2014).

Table 5 gives the coefficients of Equation 2 when doing a regression on the data for each slope and on all the data combined, or high and low frequencies. The residuals of the model for all the cases are presented in Figure 6-7, indicating that there is no major bias with this representation for both type of frequencies and showing that the model is adequate. It should be recalled that Equation 2 is only applicable when a potential for triggering liquefaction has been identified, for instance using a simplified liquefaction triggering analysis. If Equation 2 gives values greater than 100%, the case corresponds to total liquefaction of the considered tailings impoundment zone (relative volume).

Table 5 Regression coefficients to the proposed Eq. 2 for the volume percentage of liquefied tailings for impoundments subjected to high and low frequency motions (see Table 3)

	All combined slopes	Slope 13H:1V	Slope 11H:1V	Slope 9H:1V	Slope 6H:1V
			High frequency		
C_0	7.1246	7.4237	6.8495	7.3429	6.4772
C_1	1.3690	1.5232	1.2207	1.4656	1.1289
C_2	1.6176	1.3136	1.7744	1.7020	1.8945
σ	0.2786	0.2155	0.2408	0.4015	0.4728
			Low frequency		
C_0	4.3845	4.5974	4.4002	4.3145	3.7534
C_1	0.2206	0.3031	0.2209	0.1764	0.0158
C_2	0.5918	0.5748	0.5325	0.7077	0.6361
σ	0.1242	0.1169	0.1025	0.0829	0.1474

σ Standard deviation

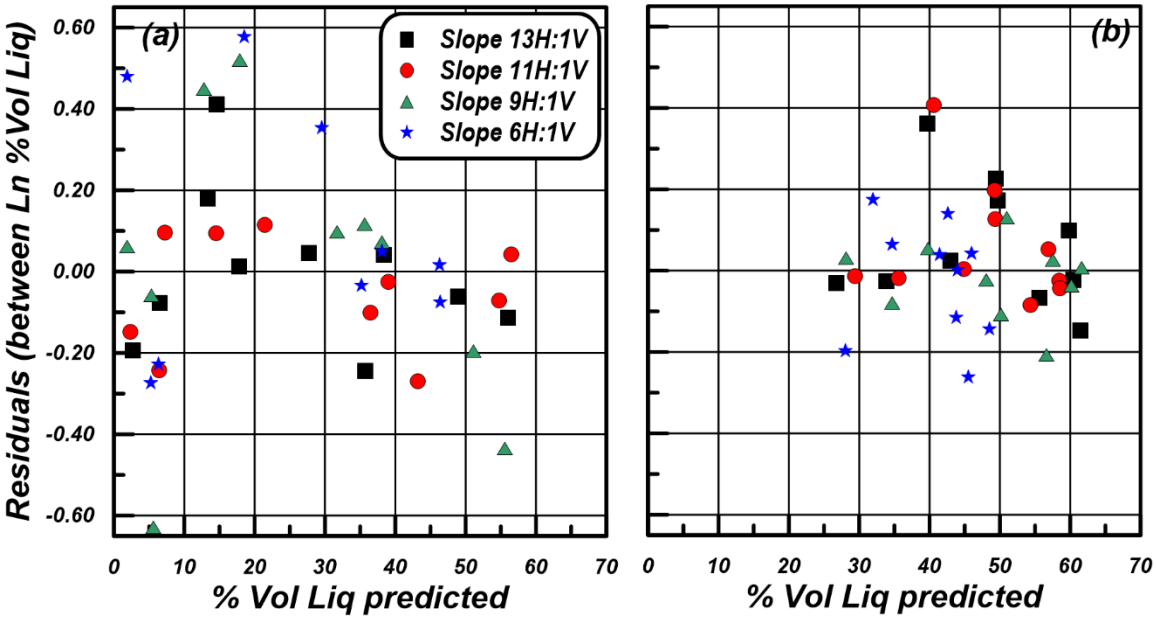


Figure 6-7. Residuals of the proposed model for the volume percentage of liquefied tailings against the volume percentage of tailings calculated with Eq. 2: a) High frequency motions; b) Low frequency motions.

The height of the impoundment can also affect the liquefaction of tailings. This effect was evaluated in a few additional simulations (6 for each frequency) for a 50 m high impoundment and two slopes (13H:1V and 9H:1V). The simulation results show (Figure 6-8) that the relative volume of liquefied tailings compared to 30 m high impoundments (Figure 6-5) tends to decrease for high

frequency motions by about 22% and 29% for the 13H:1V and 9H:1V slopes, respectively. The reduction for low frequency motions is 31% (13H:1V) and 45% (9H:1V). Therefore, the proposed model can be considered conservative regarding the evaluation of the volume of liquefied tailings for higher impoundments. The reduction of the relative volume liquefied with an increase in height can be related to the change of the fundamental period of the impoundment and the variation of the density index on the impoundment with the height. Despite the reduction in the relative volume of liquefied tailings, the increase in the height of the impoundment causes greater displacements for lower liquefied volumes.

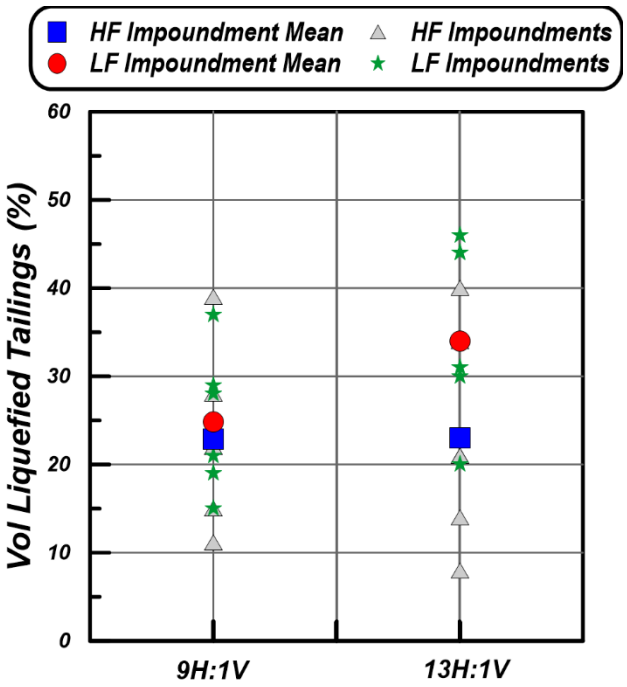


Figure 6-8. Relative volume of liquefied tailings for an impoundment height of 50 m for a 13H:1V and 9H:1V slopes for High frequency and Low frequency motions

6.4 Post seismic behaviour

6.4.1 Stability analysis in the post-seismic phase

The post-seismic stability analyses are performed with a total stress approach in dynamic mode under gravimetric loading. In the post-seismic phase, the impoundment is considered stable if the displacements stabilize (stop increasing) and the horizontal velocities decrease to values close to zero shortly after the end of the motions. The numerical analyses showed that a large proportion of

simulated cases were unstable, as indicated by the continuously rising displacements in this phase; key results are illustrated in the following.

A typical post-seismic behaviour for an unstable impoundment, with a 11H:1V slope, is shown in Figure 6-9. This case is based on a scaled recording of the Atkinson7.042-2 earthquake applied at the base of the model in the dynamic phase, which led to a displacement of 1.2 m under the slope (at the end of the earthquake) and a relatively shallow liquefaction zone (Figure 6-10a). Shortly after, 10 seconds into the post-seismic phase, the horizontal displacements increased to 2.8 m along the seismically induced unstable zone (Figure 6-9,10b). Figure 6-9 also shows that the horizontal displacements and velocities start to increase after about 13 seconds into the dynamic phase. Displacements continued to increase almost linearly over time, while velocities increased rapidly for about 3 seconds and then continued to increase at a lower rate. Once the post seismic phase starts (at 17 seconds), velocities decreased but remained essentially stable (above zero) and displacements continued to increase until the increasing displacements led to a general instability (not in a static equilibrium).

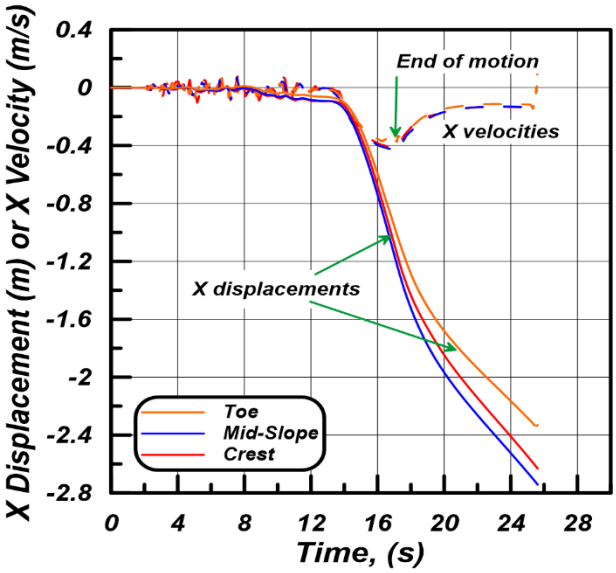


Figure 6-9. Seismic and post-seismic displacements and velocities along the 11H-1V slope, which lead to an unstable impoundment for the high frequency (Atkinson7.042-2) seismic loading.

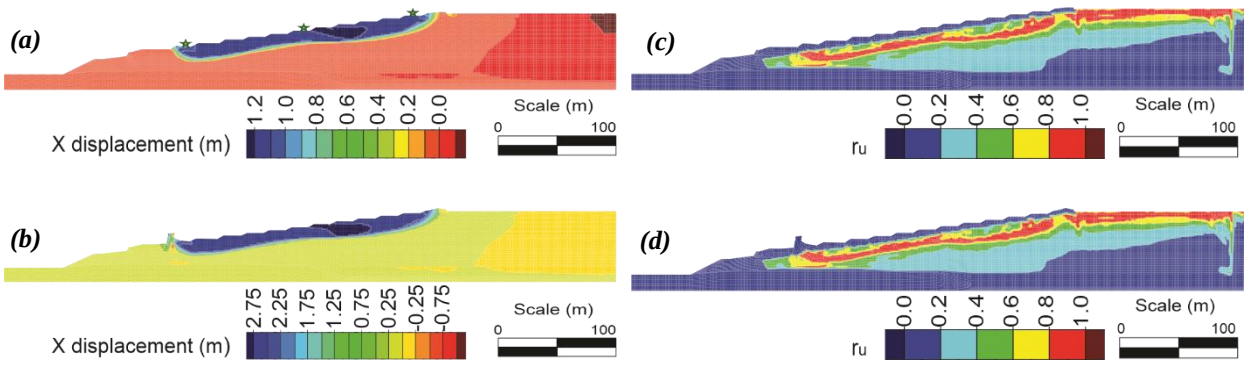


Figure 6-10. Behavior of an impoundment with a 11H:1V slope at the end of seismic phase (above) and at the end of the post seismic phase (below) for the high frequency Atkinson7.042-2 earthquake: a) and b) Horizontal displacements (along the X axis) and c) and d) Maximum pore water pressure ratio r_u, contours. The stars indicate where the displacements and velocities presented in Figure 9 are being monitored

Figure 6-11 and 6-12 show typical results of an impoundment that would remain stable in the post seismic phase, for the case of a 11H:1V slope subjected to the SOR315 earthquake. At the end of the motion, the maximum displacement of about 0.7 m appears insufficient to induce failure, despite a fairly significant proportion of tailings having liquefied near the top of the slope, creating an apparent zone of limited instability (Figure 6-12a). In comparison to the previous case (Figure 6-10a), the extent of the liquefaction zone is smaller. Perhaps more importantly, the post-seismic results show that the horizontal displacements reached 0.65 to 0.75 m (Figure 6-11,12b) within 1.5 seconds and then remained stable, with a nil velocity (Figure 6-11). In the preceding seismic phase, horizontal displacements and velocities at the toe and near the middle of the slope have low amplitude throughout the seismic phase; at the top of the slope, the movements increased from 27.5 seconds onward, with the displacements increasing rapidly and almost linearly over time, while velocities increased until reaching a plateau after about 32 seconds. Once the post seismic phase starts at 36 seconds, velocities decreased rapidly and became almost zero, indicating that the impoundment would remain stable.

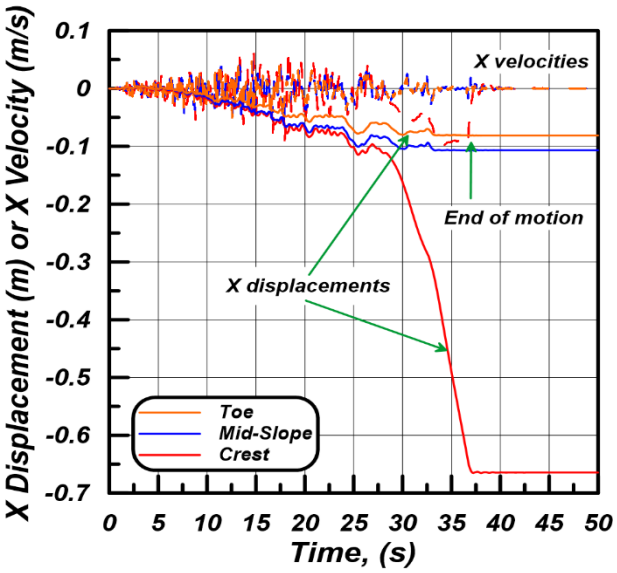


Figure 6-11. Seismic and post-seismic displacements and velocities along the 11H:1V slope, which leads to a stable impoundment for a high frequency (SOR315) motion.

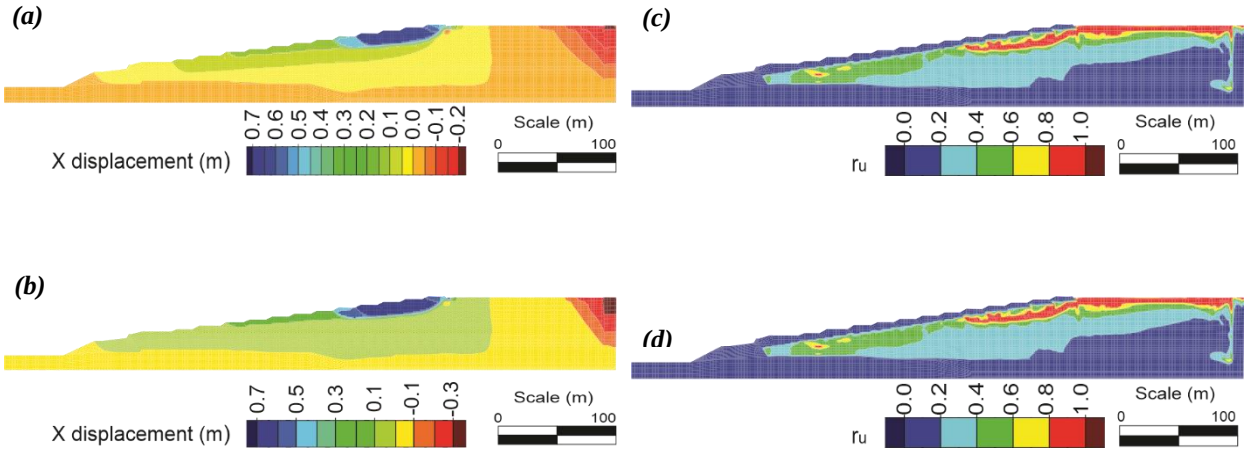


Figure 6-12. Behavior of an impoundment with a 13H:1V slope at the end of the seismic phase (above) and at the end of the post seismic phase (below) for the high frequency SOR315 earthquake: a) and b) Horizontal displacements (along the X axis) and c) and d) Maximum pore water pressure ratio r_u, contours

6.4.2 Unstable and stable impoundments

The overall simulations results indicate that the seismic and post seismic behaviour of impoundment models with a height of 30 m and a 13H:1V slope showed continually rising displacements, indicative of unstable slopes, for four out of ten analyses conducted with high-frequency motions, and seven out of ten cases with low-frequency motions. For steeper slopes, 11H:1V, 9H:1V and 6H:1V, the number of unstable cases for high-frequency motions increased to seven, six and five of ten respectively. The diminution in the number of unstable cases for steeper slope arise from the effects described above, namely the greater density index and the static shear stress that could help the stability in the numerical simulations. However, steeper slopes also induced mean higher velocities, despite showing a reduction in the number of unstable cases; these effects should be considered with caution, as their applicability in the field might differ from the simulations. For low-frequency motions, all simulations induced a general instability (failure) (Table 6). Increasing the slope increases the maximal horizontal velocities reached at the seismic phase. For all slopes, low frequency motions cause larger velocities (Figure 6-13) and more unstable cases. This is consistent with the volume of liquefied tailings for low-frequency motions which is typically much larger than for high-frequency motions, thus leading to higher velocities and displacements.

Table 6 Number of unstable impoundments for slopes 13H:1V to 6H:1V for high and low frequencies motions and a 30 m high impoundment

	Slope 13H:1V	Slope 11H:1V	Slope 9H:1V	Slope 6H:1V
High frequency				
Number of unstable impoundments	4/10	7/10	6/10	5/10
Low frequency				
Number of unstable impoundments	7/10	10/10	10/10	10/10

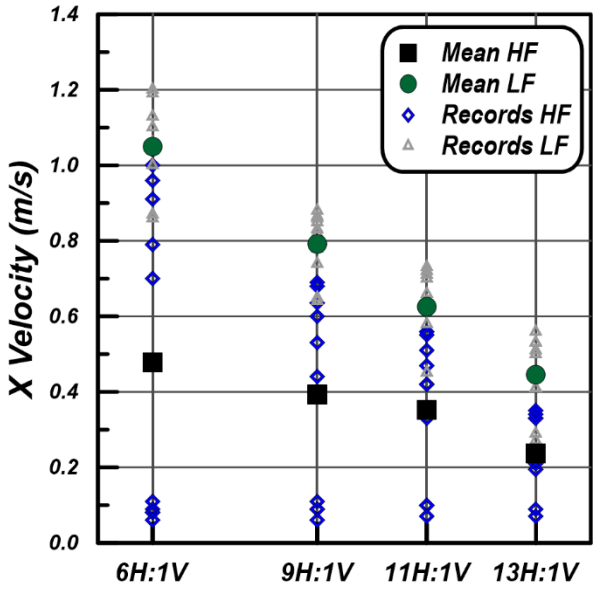


Figure 6-13. Maximal horizontal velocity reached at the end of the seismic phase for slopes 13H:1V to 6H:1V, and High and Low frequency motions

The behaviour in the seismic and post seismic phase is also affected by the height of the impoundment. Simulations results indicate that higher impoundments tend to become more unstable despite a lower relative percentage of volume liquefied. For instance, for high frequency motions, the lowest value of percentage volume of liquefied tailings that induce rupture for a 13H:1V slope impoundment go from 28% for a 30 m high impoundment to 14% for a 50 m high. For low frequency motions a similar trend is observed (from 44% to 20%). Steeper slopes follow the same trends (Table 7).

Table 7 Number of unstable impoundments for slopes 13H:1V to 6H:1V for high and low frequencies motions and 50 m high impoundment

	Slope 13H:1V	Slope 9H:1V
High frequency		
Number of unstable impoundments	5/6	6/6
Low frequency		
Number of unstable impoundments	6/6	6/6

Whether an impoundment would be stable following an earthquake can be evaluated based on the maximum velocities (Figure 6-14a) or the relative volume liquefied (Figure 14b) at the end of the

seismic phase. The results of Figure 6-14 suggest that the maximum horizontal velocity to keep an impoundment stable depends on the slope, although the dataset is not exhaustive enough to define the limit between stable and unstable. The relative liquefied tailings can also be used to estimate the potential for an impoundment to be unstable, with the advantage that it can be calculated with Eq 2. The results of Figure 14 suggest that for slopes of 13H:1V, a percentage of 14% can be the limit to obtain stable impoundments, for impoundments with higher slopes the limit is a slightly higher percentage of 10%. These percentage values are the limiting values to obtain horizontal displacements and a relative critical displaced volume less than 1.0 m and 10% respectively (Figure 6-6) for all cases. Note that some impoundments may stay stable even for slightly larger volumes of liquefied tailings.

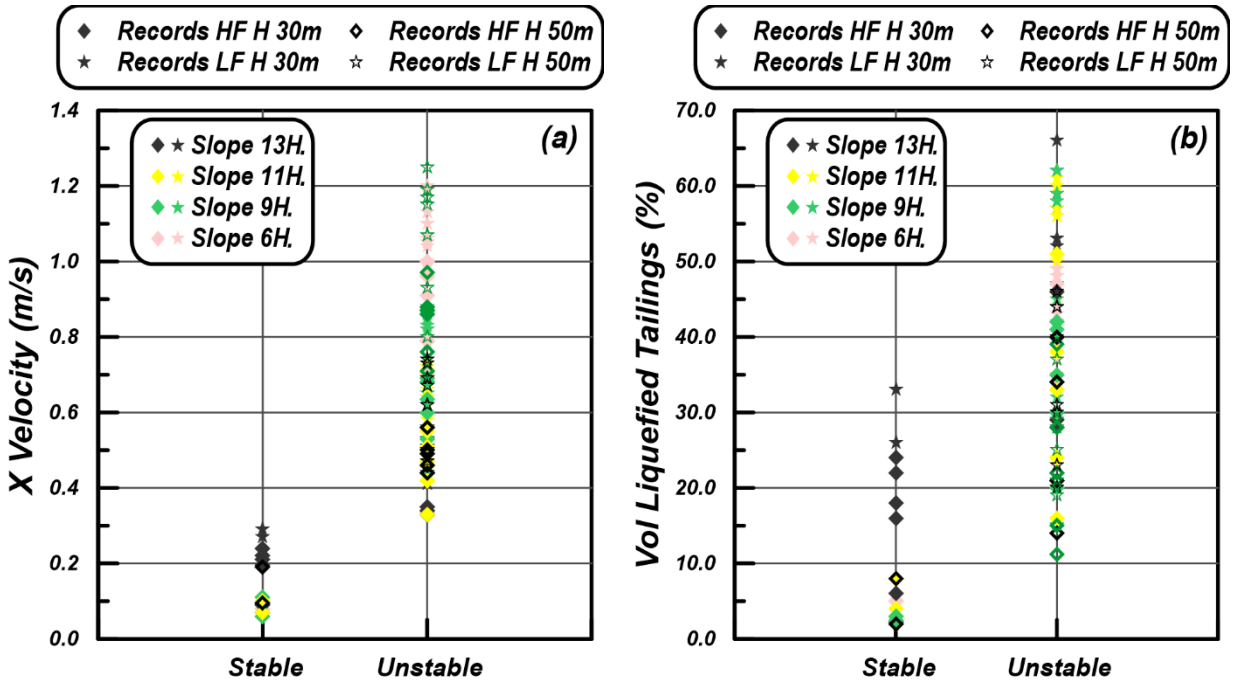


Figure 6-14. Post seismic stability classification based on a) Horizontal maximum velocities and b) the relative volume of liquefied tailings at the end of the seismic phase for slopes of 13H:1V to 6H:1V and 30 and 50m high impoundments for High frequency and Low frequency motions.

6.5 Discussion

6.5.1 Input Ground Motions

Although recordings from the databases compiled in Eastern North America are more relevant for the seismic hazard in the main region of interest here, there are only a few ground motions with the required intensities recorded that are compatible with the regional seismicity. Therefore, compatible motions from the NGA-West2 database were also considered to provide a wider range of seismic loading conditions for high frequency cases. The high and low frequency chosen motions have been recorded at distances ranging from 7 km to 190 km; some selected motions have lower distances than the one estimated by the deaggregation, but nonetheless show good spectral shape compatibility for the motions to be considered in the design process. The significant durations of the chosen motions are within the desired range.

The motions have been scaled to a cumulative intensity measure (Arias Intensity *AI*). It has been recognized that the liquefaction and its effects on site response can be correlated more efficiently with cumulative intensity measures, *IM*, (such as the Arias Intensity AI or cumulative absolute velocity CAV) instead of using a single peak value like PGA or PGV (Kramer and Mitchell, 2006, Zafarani, 2022). When studying permanent displacements of slopes, Travasarou and Bray (2003) have shown that *AI* is a good predictive indicator of permanent displacements. Recently, Dashti and Karimi (2017) have confirmed that AI is an efficient intensity measure *IM* to assess the pore water pressure ratio under a foundation. An efficient *IM* (Luco and Cornell, 2007) is one that provides a relatively small variability when assessing an engineering response parameter (e.g. excess pore water pressure).

6.5.2 Seismic phase

Despite the fact that some simulations did not reach the end of the motion in the seismic phase (particularly LF motion with 6H:1V slope), all these simulations reached at least 85% of the final *AI* value. Consequently, the lateral displacements could be slightly larger than described in this investigation, which is not unexpected because nonlinear simulations are known to be associated with a large uncertainty. The presented trends are thus deemed meaningful (Table 4, Figure 6-6a), despite the limited precision of the individual results. The calculated relative liquefied or critically

displaced volume is less likely to be affected by the simulations that did not reach the end of the motion.

Although the level of hazard is region-specific, it is expected that the proposed form of the equations could be applied to other locations (with some adjustments). Note that the coefficients for high frequency motions from Eq. 2 should be used with motions having a predominant frequency, F_{pred}, higher than 7 Hz.

An increase in height of the impoundment typically produces higher maximum displacements with lower relative volume of liquefied tailings. The relationship between the maximal horizontal displacements and the relative percentage of volume of liquefied tailings (Figure 6-15a) thus depends on the impoundment height. Nevertheless, the relationship between the relative volume percentage of critically displaced tailings and the relative volume percentage of liquefied tailings for the cases analyzed appears to be independent of heights (Figure 6-15b).

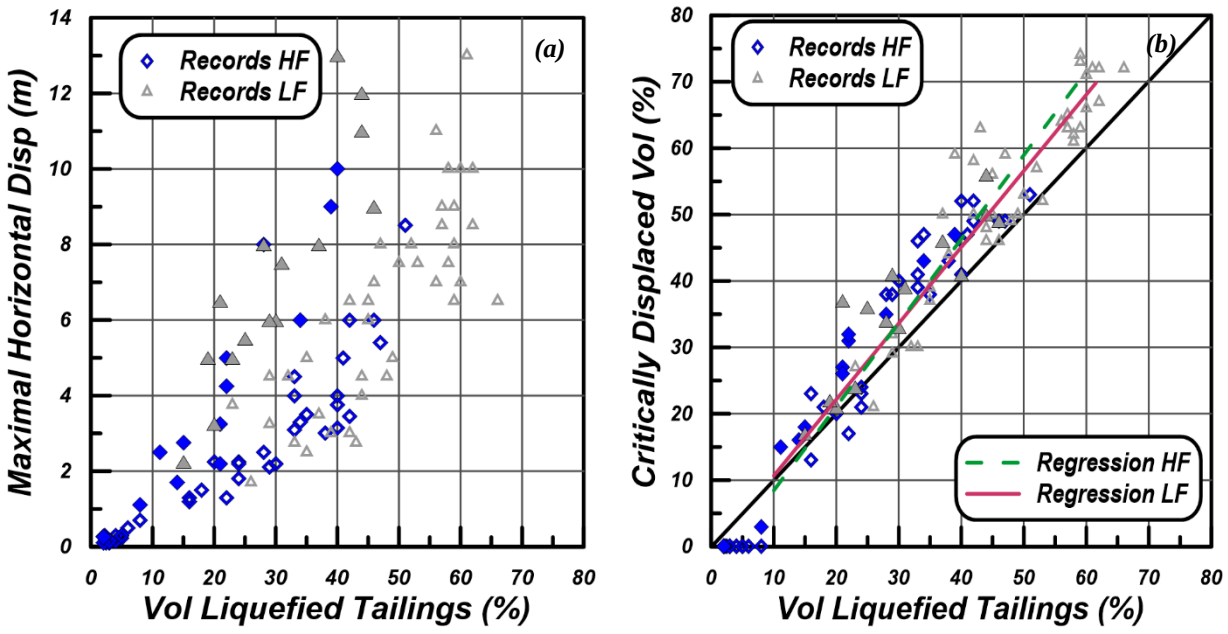


Figure 6-15. a) Maximal horizontal displacement and b) Relative Critically displaced volume as a function of relative volume of liquefied tailings for 30 m-high impoundment (hollow symbols) and 50 m-high impoundment (solid symbols) for High and Low frequency motions

6.5.3 Other limitations

Tailings were considered homogeneous for the simulations, so the phenomenon of barrier layers of low permeability is not considered in this study (Seid-Karbasi and Byrne, 2004, Das and Chakrabortty, 2020). The post seismic total stress approach should be used with caution if low permeability barrier layers are present in the impoundment. Additionally, the deformations due to reconsolidation following the earthquake are not modelled because they can be considered as minimal compared to the lateral deformations experienced during the seismic and post seismic phases.

The impoundments that did not reach the end of the motion in the seismic phase (due to excessive distortion of the mesh) were considered unstable. These impoundments achieved high horizontal displacements and large velocities during this phase; therefore, it is expected that in the post-seismic phase the velocities would not decrease to values close to zero so the displacements would continue to increase.

The number of stable cases for high frequency motions slightly increases with an increase of the slope, which can be counterintuitive. This observation arises from a decrease in the relative volume of liquefied tailings below the defined limit. The considerable reduction of the liquefied volume occurred in only two high frequency motions: Atkinson7.042-2 (for slope 9H:1V and 6H:1V) and Tottori 6287 (for slope 6H:1V) motions. These motions have *PGV* and $Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ parameters with values in the mid to low range which in combination with the slight increase in *Id* and static shear stress, result in stable impoundments for those slopes. However, these two cases might be outliers and not representative of the overall behavior of tailings impoundments. Therefore, in general, with the increase of the slope, there is a greater probability of rupture owing to the increase in the slope velocities (Figure 6-13).

6.6 Conclusion

The results of analyses of the seismic stability of tailings impoundments with dikes built upstream indicate that high-frequency motions tend to induce a lower relative volume of liquefied tailings and displacements compared with low-frequency motions, even at identical levels of Arias intensity.

The relative critically displaced volume and the maximum displacements reached during the seismic phase depend on the relative volume of liquefied tailings for both types of frequencies. The relationship between the relative volume of liquefied tailings and the critically displaced volume is not affected by the height of the impoundment while the relationship between the maximum displacements and the relative volume of liquefied tailings is unique for each impoundment height. In addition, the relationships indicate that they are independent of the frequency of the motions. Equations for the estimation of the relative volume of liquefied tailings as a function of intensity measures are developed from the results obtained from the seismic phase simulations.

The post seismic analyses indicate that numerous impoundments can be unstable for the analyzed conditions having continuous velocities and displacements beyond the duration of the motion. Earthquakes motions with a lower frequency content typically produce more critical conditions, due to the greater induced relative volume of liquefied and volume of critically displaced tailings than high frequency motions. As a result they have a higher probability to induce failure. Based on the results of the post seismic phase, a threshold to identify stable and unstable impoundments based on the relative percentage of volume of liquefied tailings at the end of the motion is defined.

Increasing the slope tend to decrease gradually the average relative volume of liquefied tailings in the seismic phase regardless of the height of the impoundment, and for both types of frequency motions. However, in the post-seismic phase, impoundments that had sustained limited displacements during the seismic phase were found to be unstable if the volume of liquefied tailings or the velocities were large enough. In general, impoundments with a gentler slope can be considered less likely to fail.

Higher impoundments had, on average, lower relative volume of liquefied tailings, but in the post seismic phase the steeper slope induced higher velocities along the dikes of the impoundments, which implies a higher rate of displacements, decreasing the relative volume liquefied needed to produce a rupture.

The proposed models for the relative volume of liquefied tailing, and the limit found for stable upstream impoundments, can provide indicators to determine the risk that an existing system faces. The methodology used to develop these equations can be reproduced to design new facilities, even when using more advanced building methods such as the downstream or centerline method. The

models are specific to the impoundments studied, with tailings overlying the rock. Different foundation conditions would require additional investigations.

Data availability statement

All data generated or used during the study is available from the corresponding author by request.

Acknowledgements

The authors acknowledge the financial support from NSERC, FRQNT and the partners of the Research Institute on Mines and the Environment (RIME UQAT-Polytechnique; http://rime-irme.ca/en).

6.7 References

Al Atik, L., Abrahamson, N., Bommer, J. J., Scherbaum, F., Cotton, F., and Kuehn, N., 2010. The variability of ground-motion prediction models and its components, Seismological Research Letters 81, 794–801.

Ancheta, T. D., et al. 2013. PEER NGA-West2 database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Archambault-Alwin, X. 2017. Évaluation du comportement dynamique et de la résistance cyclique des résidus miniers. M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, 36 (6): 991-1000.

Atkinson, G. M., and Adams, J. 2013. Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. Canadian Journal of Civil Engineering, 40 (10), 988-998.

Aubertin, M., and Chapuis, R.P. 1991. Considérations hydro-géotechniques pour l'entreposage des résidus miniers dans le nord-ouest du Québec. In Proceedings of the 2ième Conférence Internationale sur la Réduction des Eaux de Drainage Acides, Montréal, Que., 16–18 September 1991. MEND-NEDEM, CANMET, Natural Resources Canada, Ottawa, Ont. Vol. 3. pp. 1–22.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., and Riffon, O. 2002a. Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle. Défis & Perspectives : Symposium sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda, Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM.

Aubertin, M., Bussière, B. & Bernier, L. 2002b. Environnement et gestion des rejets miniers [CD-ROM Manual]. Montréal: Presses Internationales Polytechnique.

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Mbonimpa, M., and Chapuis, R.P. 2011. Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la conception des ouvrages de retenue de résidus miniers. Proc. Symp. Mines and Environnement, Rouyn-Noranda, QC, CIM (CD Rom), 38 p.

Beaty, M.H. and Byrne, P.M. 2011. UBCSAND constitutive model Version 904ar. Report UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Web Site.

Biondi, G., Cascone, E., Maugeri, M., and Motta, E. 2000. Seismic response of saturated cohesionless slopes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 20(1-4), 209-215.

Blight, G. E. 2010. Geotechnical engineering for mine waste storage facilities. CRC Press.

Boudrias, G. 2018. Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

Boulanger, R.W., and Ziotopoulou, K. 2017. PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-17-01.

Campbell, K. W., and Bozorgnia, Y. 2014. NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra. Earthquake Spectra, 30(3), 1087-1115.

Canadian Dam Association (CDA), 2007. Dam safety guidelines. Canadian Dam Association (2013 edition).

Canadian Dam Association (CDA), 2014. Technical bulletin: Application of Dam safety guidelines to Mining Dams. Canadian Dam Association (2019 edition).

Contreras, C.A., Yniesta, S., Jahanbakhshzadeh, A., and Aubertin, M. 2022. Calibration of the PM4Sand Model for Hard-Rock Mine Tailings Based on Laboratory and Field Tests. Submitted to Canadian Geotechnical Journal.

Contreras, C.A. 2022. Analyses numériques du comportement et de la stabilité sismique et post-sismique des parcs à résidus miniers, avec et sans inclusions de roche stérile, pour divers aléas relatifs aux régions minières de l'est du Canada.. Ph.D. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Das, A., and Chakrabortty, P. 2020. Influence of motion energy and soil characteristics on seismic ground response of layered soil. International Journal of Civil Engineering, 18(7), 763-782.

Dashti, S. and Karimi, Z. 2017. Ground Motion Intensity Measures to Evaluate I: The Liquefaction Hazard in the Vicinity of Shallow-Founded Structures. Earthquake Spectra, 33, No. 1: 241–276.

Directive 019 Sur l'industrie minière, 2012. Développement durable, environnement et parcs. Québec. https://www.environnement.gouv.qc.ca/milieu_ind/directive019/directive019.pdf [accessed 15 octobre 2021].

Essayad, K. 2015. Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne. M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

Essayad, K. 2021. Évaluation multi-échelle de l'instabilité interne et de la migration des résidus à travers les inclusions de roches stériles. Ph.D. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

Farhadi, A. and Pezeshk, S. 2020. A referenced empirical ground-motion model for Arias intensity and cumulative absolute velocity based on the NGA-East database. Bulletin of the seismological society of America, 110: 508-518.

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

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

Ferdosi, B., James, M., and Aubertin, M. 2015c. Numerical simulations of seismic and post-seismic behavior of tailings. Canadian geotechnical journal, 53(1), 85-92.

Geological survey of Canada, 2019. Canada motions databases. Personal communication.

Ghosh, B., and Madabhushi, S. 2003. A numerical investigation into effects of single and multiple frequency earthquake motions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 691-704.

Golder 2014. Rapport de caractérisation des résidus miniers. Golder Associés, November 2014.

Golder 2018. Site-Specific seismic hazard assessment report. Golder Associés, November 2018.

Goulet, C. A., et al. 2014. PEER NGA-east database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Grimard, L.P. 2018. Étude de laboratoire du comportement de résidus miniers soumis à des essais de compression non drainés et à une baisse du confinement, avec mesures de vitesse des ondes de cisaillement. M.Sc.A. Thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Harder, L.F. and Stewart, J.P. 1996. Failure of Tapo Canyon tailings dam. Journal of performance of constructed facilities, ASCE, 103(3): 109-114.

Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J., and Rogers, G. C. 2014. Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 National Building Code of Canada. Geological Survey of Canada Open File, 7576, 15.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. 2008. Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.

Ishihara, K., Yasuda, S. and Yoshida, Y. 1990. Liquefaction induced Flow failure of embankments and residual strength of silty sands. Soil and foundation, 30: 69-80.

Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). 2016. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 8.00. Computer software and user manual. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minn.

James, M. 2009. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Ph.D. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

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

James, M., and Aubertin, M. 2012. The use of waste rock inclusions to improve the seismic stability of tailings impoundments. In GeoCongress 2012: State of the art and practice in geotechnical engineering (pp. 4166-4175).

Jibson R.W. 2011. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes a retrospective. Eng Geol 122: 43–50.

Kempton J.J, Stewart P.J. 2006. Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions consideration site and near- source effects. Earthquake Spectra 22:958–101.

Kramer, S.L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River.

Kramer, S. and Mitchell, R. 2006. Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation. Earthquake Spectra 22: 413 – 438.

Lee, J. and Green, R.A. 2010. An empirical Arias intensity relationship for rock sites in stable continental regions. *Proceedings of International conference on earthquakes engineering*, Tokyo, Japan.

Lee, J. and Green, R.A. 2014. An empirical significant duration relationship for stable continental regions. Bulletin Earthquake Engineering, 12:217-235.

Luco, N., and Cornell, C. A. 2007. Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. Earthquake Spectra, 23(2), 357–392.10.1193/1.2723158.

Marcuson, W.F., Hynes, M.E., and Franklin, A.G. 2007. Seismic design and analysis of embarkment dams: The state of practice. Proceedings of the 4th Civil Engineering Conference in the Asian Region, Taipei.

Ministère de l'énergie et des ressources naturelles (MERN), 2017. Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec. No de publication M08-03-1710.

National building code of Canada 2015 (NBC). National research council of Canada. Ottawa.

Naesgaard, E., and Byrne, P.M. 2007. Flow liquefaction simulation using a combined effective stress – total stress model. 60th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ontario, 21–24 October 2007. Canadian Geotechnical Society, pp. 943–950.

Naesgaard, E. 2011. A hybrid effective stress – total stress procedure for analyzing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow. Ph.D. thesis, Civil Engineering Department, University of British Columbia.

Park, S. S., Nong, Z. Z., and Lee, D. E. 2020. Effect of vertical effective and initial static shear stresses on the liquefaction resistance of sands in cyclic direct simple shear tests. Soils and Foundations, 60(6), 1588-1607.

Poncelet, N. 2012. Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. Mémoire de maitrise, Génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Salam, S., Xiao, M., Khosravifar, A., and Ziotopoulou, K. 2021. Seismic stability of coal tailings dams with spatially variable and liquefiable coal tailings using pore pressure plasticity models. Computers and Geotechnics, 132, 104017.

Saleh Mbemba, F. 2016. *Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessication des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes*. Ph.D. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

Seed, H.B., Seed, R.B., Harder, L.F. and Jong, H.L. 1988. Re-evaluation of the Slide in the Lower San Fernando Dam in the Earthquake of Feb. 9, 197 1, Report No. UCB/EERC88/04, EERC and UC Berkeley.

Seid-Karbasi, M., and Byrne, P.M. 2004. Embankment dams and earthquakes. Journal of Hydropower and Dams, 11(2): 96–102.

Travasarou, T. and Bray, J. D. 2003. Optimal ground motion intensity measures for assessment of seismic slope displacements, in 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand.

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

Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A. and Valenzuela, P. 2014. Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. Canadian Geotechnical Journal, 51: 449-464.

Wong, A., and Wang, C.Y. 2007. Field relations between the spectral composition of ground motion and hydrological effects during the 1999 Chi-Chi (Taiwan). Earthquake, J. Geophys. Res., 112, B10305.

Zafarani, A.R. 2022. Using numerical modeling with dynamic loading to develop a procedure for the optimal design of waste rock inclusions in tailings impoundments. Ph.D. Thesis. Ecole Polytechnique de Montreal. In preparation.

CHAPITRE 7 ARTICLE 3 IMPROVEMENT OF TAILINGS IMPOUNDMENT SEISMIC AND POST-SEISMIC STABILITY USING DENSIFICATION AND WASTE ROCK INCLUSIONS

Carlos Andrés Contreras[1*], Samuel Yniesta[1*]and Michel Aubertin[1]

[1]*Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, C.P. 6079, Centre-ville, Montréal, QC H3C 3A7, Canada.*

[*]*Corresponding Author; email:* carlos-andres.contreras-romero@p*olymtl.ca*

Submitted on April 15, 2022 to the Canadian Geotechnical Journal

ABSTRACT

Tailings impoundments can fail during or after a seismic event, mainly because of the liquefaction of loose, cohesionless tailings. To improve the seismic stability of impoundments, the density of the tailings can be increased or waste rock inclusions (WRI) can be added in the impoundment. This paper presents the results of numerical analyses of the impoundments loaded with a variety of ground motions with different frequencies, scaled at two different levels of intensity representative of two mining regions of Eastern Canada. The results show that the conventional impoundments are subjected to medium to high displacements at the end of shaking; these show a high probability of rupture during the earthquake or in the post-seismic phase. Tailings densification can decrease the volume of liquefied tailings and displacements during the seismic phase but does not significantly reduce the probability of post-seismic failure. WRI can slightly reduce the volume of liquefied tailings, depending on the intensity of the motions, but the reinforcement reduces significantly the lateral displacements; impoundments with WRI show even better performances during the post-seismic phase. The use of WRI is deemed a good approach to ensure the seismic stability of tailings impoundments and reduce the risk of seismically induced failure.

Key words: Stability, Impoundment, Tailings, Liquefaction, Waste Rock Inclusions, Tailings densification

RÉSUMÉ

Les parcs à résidus des résidus peuvent avoir une rupture pendant ou après un événement sismique, principalement en raison de la liquéfaction des résidus lâches et sans cohésion. Pour améliorer la stabilité sismique des parcs, la densité des résidus peut être augmentée ou des inclusions de roche stérile (WRI) peuvent être ajoutées dans le parc. Cet article présente les résultats d'analyses numériques des parcs à résidus soumis à une variété de séismes de fréquences différentes, mis à l'échelle à deux niveaux d'intensité différents représentatifs de deux régions minières de l'Est du Canada. Les résultats montrent que les parcs à résidus conventionnels sont susceptibles à des déplacements moyens à élevés à la fin de la phase sismique; ceux-ci présentent une forte probabilité de rupture lors du séisme ou dans la phase post-sismique. La densification des résidus peut diminuer le volume des résidus liquéfiés et les déplacements pendant la phase sismique, mais ne réduit pas de manière significative la probabilité de rupture post-sismique. WRI peut réduire légèrement le volume des résidus liquéfiés, selon l'intensité des séismes, mais le renforcement réduit significativement les déplacements latéraux ; les parcs à résidus avec WRI montrent des performances encore meilleures pendant la phase post-sismique. L'utilisation de WRI est considérée comme une bonne approche pour assurer la stabilité sismique des parcs à résidus et pour réduire le risque de rupture induite par les séismes.

Mots clés : Stabilité, parcs à résidus, résidus, liquéfaction, inclusions de roche stérile, densification des résidus

7.1 Introduction

Several mining operations are located in the stable continental region of the North American Plate, associated with a low to moderate seismic activity (Adams and Basham, 1991; Fader, 2005). Within these areas, several hard-rock mines have impoundments built with upstream dikes, where the saturated fine-grained tailings are deposited hydraulically in a loose, cohesionless state that makes them highly susceptible to liquefaction. One of the main causes of instability of upstream tailings impoundments is due to static or dynamic liquefaction (ICOLD, 2001, Rana et al. 2021). Instability of an impoundment triggered by an earthquake can occur during (e.g. Villavicencio et al. 2014) or after the seismic event (e.g. Seid-Karbasi and Byrne, 2004) due to the excess pore water pressures induced by the motion, or by the driving forces that may then exceed the available shear strength.

The seismic and post-seismic stability of an impoundment can be improved by using specific techniques such as increasing the tailings density index or co-disposing waste rock and tailings (Aubertin et al. 2002; James and Aubertin 2012; Ferdosi et al. 2015b). For instance, thickened tailings and paste tailings (Martin et al. 2006 Davies, 2011), which have a lower initial water content (and larger density), can be advantageous from a geotechnical stability point of view, as slope stability and liquefaction resistance are strongly affected by the initial density (e.g. Holtz and Kovacs, 1991, Biondi et al., 2000; Idriss and Boulanger 2008). However, these techniques also show some disadvantages such as the dewatering costs, the uncertainty in the evolution of tailings properties over time, and the effect of their desaturation on the susceptibility to liquefaction (Verdugo and Santos 2009) and on water contamination by oxidation of reactive minerals (Martin et al. 2010)

There are several types of co-disposal techniques that can be used to improve the stability of a tailings impoundment (Wickland and Wilson, 2005; Bussière, 2007; Wickland et al. 2006; Gowan and Williams, 2010; Wijewickreme et al. 2010). For impoundments constructed with upstream dikes, the use of waste rock inclusions, WRI, is one of the most advantageous because it provides (James et al. 2013, 2017; Jahanbakhshzadeh and Aubertin, 2020; Aubertin et al. 2021): (i) compartmentalization of the tailings disposal area; (ii) more rapid tailings drainage and consolidation and associated strength gain ; (iii) increased static and seismic stability; (iv) a reduction of the storage volume in waste rock piles; and (v) increased potential for progressive

closure and reclamation. The WRI can be specifically designed to accelerate drainage and consolidation (Saleh Mbemba et al. 2019; Saleh Mbemba and Aubertin, 2021) and to improve slope stability for both static and seismic loading by increasing the tailings resistance and adding reinforcement in the impoundment (James and Aubertin 2012; Ferdosi et al. 2015a, 2015b; Jahanbakhshzadeh et al. 2019; Jahanbakhshzadeh and Aubertin, 2020; Zafarani et al. 2020). Studies focusing on the tailings consolidation near WRI have demonstrated for instance that the rate of excess pore water pressure dissipation is increased near inclusions to a distance of about twice the tailings thickness (e.g. Bolduc and Aubertin, 2014; Saleh Mbemba et al. 2019), providing indications for selecting their location. However, the analysis of WRI to improve the post-seismic stability is limited, and the efficiency of the technique has not been compared with the effect of increasing the tailings density.

This paper presents an investigation of the seismic and post-seismic stability of impoundments with upstream dikes, considering the effect of increased tailings density and of adding waste rock inclusions, for a variety of seismic loading conditions. Two different external slope angles are considered, for impoundments subjected to six ground motions with a low frequency content and six with a high frequency content, scaled at two different levels of intensity. The tailings are modelled in the shaking phase using the PM4Sand (Boulanger and Ziotopoulou, 2017) constitutive model, with parameters calibrated on extensive laboratory and field-testing results (Contreras et al, 2022a). The effects of an increased tailings density and of reinforcement of the impoundment with WRI are evaluated based on the reduction of the relative volume of liquefied tailings and the potential to ensure stable impoundments. The results show that the use the WRI is generally a more effective solution than increasing the tailings density because adding WRI results in a greater seismic and post-seismic stability.

7.2 Methodology

7.2.1 Impoundment Configuration

The tailings impoundments analyzed in this numerical study comprise a starter dike and dikes of waste rock raised upstream, with a tailings thickness of 30 m (Figure 7-1a) and gentle external slope angles of 4.4° (13H:1V) and 6.3° (9H:1V), in the range commonly used (or required) for this type of construction. The foundation underneath the tailings is composed of a till layer overlying

the bedrock. This configuration is typical of mining operations in the Abitibi region in Québec, Canada, where hard rock tailings are commonly pumped from pipes into the impoundment.

Tailings consolidate in the impoundment under their own weight. Their Density Index, $I_{d,}$ is then a function of the effective vertical stress, σ'_v. In the simulations, the value of $I_{d,}$ is set using Eq. 1, based on laboratory experimental results (Essayad, 2015; Saleh-Mbemba, 2016) with a minimum I_d of 40%.

$$I_d = 0.326 \cdot \sigma_v'^{0.1} \qquad (\geq 40\%) \qquad (1)$$

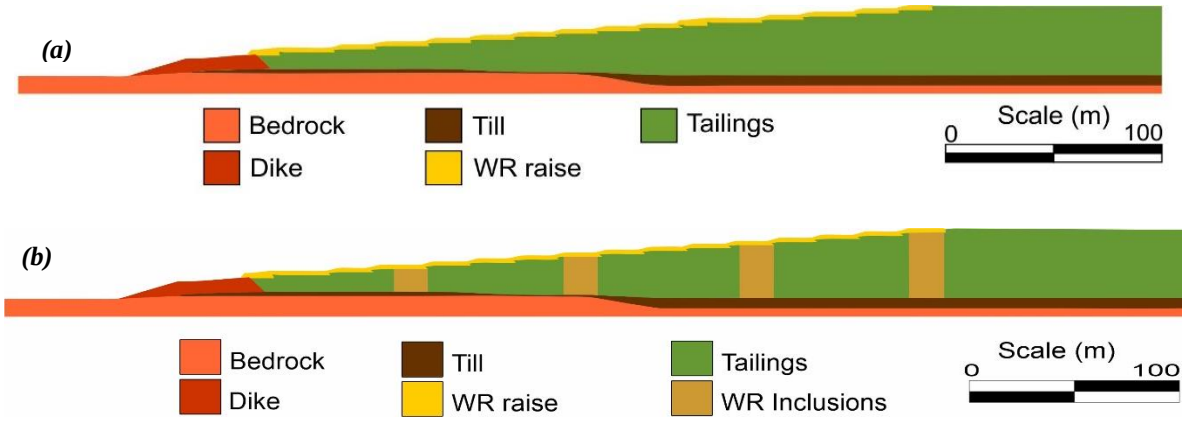


Figure 7-1. Conceptual models for the impoundment with a slope of 13H:1V, a) without reinforcement b) with waste rock inclusions

For a 30 m-high tailings impoundment with a 13H:1V slope, Eq. 1 results in density indexes ranging between 40% and 57% (Figure 7-2). The external slope corresponds to the dike raises built with compacted waste rock upstream of the starter dike.

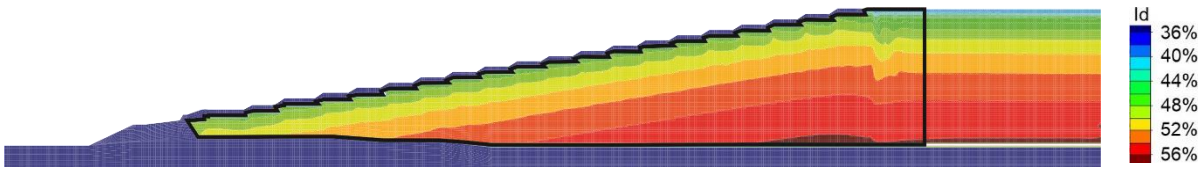


Figure 7-2. Density index distribution in a 30-m high tailings impoundment (without WRI) with a 13H:1V external slope. The zone used to compute the relative (percentage) volume of liquefied tailings is delimited by the black line.

7.2.2 Tailings Densification

The density index of the tailings can be increased by increasing the initial slurry density (with a dewatering process). For instance, laboratory consolidation data presented by Reid and Fourie (2015) show that the density index can increase by about 6% with an increase of the initial slurry density of the samples from 63% to 73%. Kam et al. (2011) also indicated that the use of thickened tailings deposition can increase their dry density by around 10% compared to conventional deposition. The effect of densification on the impoundment stability was assessed here using the density index computed with Equation 1 (Contreras et al, 2022b), with increases of 10% and 20%; the I_d range then goes from 40% to 63% and 43% to 69% respectively.

7.2.3 Waste rock inclusions (WRI)

Mining operations produce tailings and waste rock as waste products. These two types of waste are generally disposed separately, but can also be managed more efficiently by placing rows of waste rock as inclusions in the tailings impoundment to accelerate drainage and consolidation, and improve static and seismic stability (Aubertin et al., 2002, 2021). The WRI technique involves the construction of a network of continuous inclusions placed strategically inside the impoundment, with WRI and dikes raised in sequence as the tailings are placed hydraulically.

The optimal design of WRI (width and spacing/number) depends on numerous factors, including material properties and the targeted effect for consolidation and stability improvement The WRI configuration used here was defined based on proposed recommendations to improve consolidation (Bolduc and Aubertin, 2014; Saleh Mbemba et al. 2019; Saleh Mbemba and Aubertin, 2021), while producing beneficial effects on the seismic response (Ferdosi et al., 2015a, Zafarani et al., 2020). The spacing between the edges of the inclusions was set as 60 m, or twice the thickness of the tailings. Inclusions are distributed beneath the slope with regular spacing up to the crest of external dikes. The width of each inclusion is 15 m, based on field experience (Aubertin et al. 2021). The conceptual model with waste rock inclusions is shown in Figure 7-1b.

7.2.4 Numerical Analysis Procedure and Material Properties

The numerical simulations were conducted using the finite difference software FLAC 8.0 (Itasca, 2016). Each simulation was performed in 3 different stages: i) hydraulic and static equilibrium; ii)

dynamic analysis; and, iii) if failure did not occur during the dynamic analysis, a post seismic phase. Each stage is briefly described here; more details are provided in Contreras et al. (2022b).

7.2.4.1 Static Phase

The properties obtained from previous studies with similar types of materials (e.g. James, 2009; Ferdosi et al. 2015a; Grimard, 2018; Zafarani et al., 2020; Contreras et al., 2022b) were used for the tailings, waste rock and foundation. These properties are summarized in Table 1.

The bulk *K* and shear *G* moduli of the waste rock were considered as being a function of the effective stress. The relationship given by Seed and Idriss (1970) and adapted by James (2009) was used to compute the shear modulus G, with a minimum value of $3 \cdot 10^5$ kPa:

$$G = 55000 \cdot (0.6 \cdot \sigma_v')^{0.5} \qquad (2)$$

A Poisson coefficient ν of 0.3 was used to define the bulk modulus K. The waste rock in the dikes was assigned a relatively high internal friction angle and a low cohesion, (based on a non-linear failure surface) to avoid premature distortion of the elements.

Table 8 Material properties

Properties	Tailings	Starter dyke	Till	Waste rock dikes	Waste rock inclusions	Bedrock
Dry density, ρ_d (Mg/m3)	Var.	2.2	1.9	2.0	2.0	2.6
Effective friction angle, ϕ' (°)	37[1]	45	36	45	45	-
Effective cohesion, *c'* (kPa)	0.0	30	0.0	15	0.0	-
Dilation angle (°)	0.0	5.0	0.0	10	10	-
Porosity, *n*	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.25
Density index, I_d	Var.[2]	-	-	-	-	-
Shear modulus, *G* (kPa)	7x10^4[3]	5.6x10^5	3.6x10^5	4.1x10^5	Var.	2x10^7
Hydraulic conductivity (m/s)	2x10-7	1x10-3	5x10-7	1x10-3	1x10-3	1x10-9

[1]Static phase only

[2]In the PM4Sand model, the density index takes values according to the equation (1)

[3]In the PM4Sand model, the shear modulus is computed from stresses and shear modulus coefficient (see Boulanger, R.W., and Ziotopoulou, K. 2017)

7.2.4.2 Dynamic phase

The PM4Sand (Boulanger and Ziotopoulou, 2017) constitutive model was used to model the tailings in the impoundment during the dynamic phase. The model was calibrated based on laboratory and field test. Details on the calibration are presented in Contreras et al. (2022a). The calibrated parameters are presented in Table 2.

Table 9 PM4Sand model calibrated parameters used in the simulations

Parameter	Symbol	Calibrated values
Density index (D_r in original publication)	I_d	Var
Shear modulus coefficient	G_o	502.5
Contraction rate parameter	h_{po}	0.55
Minimum void ratio	e_{min}	0.49
Maximum void ratio	e_{max}	1.1
Bounding parameter	n^b	0.7
Fabric growth parameter	c_z	150
Critical state friction angle (°)	ϕ'_{cv}	35
Modulus degradation factor	C_{GD}	2.5
Critical state line parameter	Q	12.7
Critical state line parameter	R	5.4

The other parameters of the PM4Sand model retain their default values (see Contreras 2022 for details)

The shear modulus degradation and damping behaviour for all the materials other than the tailings and bedrock were simulated with the model Sig3 (Itasca, 2016). Calibrated values proposed by Ferdosi et al. (2015a) were used for the waste rock, and the default values of Sig3 model for granular materials were used for the till foundation. Small strain damping was introduced using a stiffness and mass-dependent Rayleigh damping ratio of 0.5% centered on the predominant frequency of the motion, assigned to all materials (Itasca, 2016; Boulanger and Ziotopoulou, 2017).

7.2.4.3 Post seismic phase

The total stress approach (Naesgaard and Byrne, 2007) was used to evaluate the post seismic behaviour (Ferdosi et al., 2015a, Contreras et al., 2022b). Laboratory-derived liquefied undrained shear strength values were assigned to the liquefied tailings; these are considered more accurate than the post-cyclic resistance provided by coupled models (Beaty and Byrne, 2011).

Once the dynamic phase is completed, the constitutive model for the tailings elements was switched back to the elasto-plastic Mohr Coulomb model. The degraded values of shear and bulk moduli modified from the initial values as a result of cyclic loading (obtained from the PM4Sand model) were assigned to the tailings (EP model). The liquefied strength is assigned to the elements that reached a high pore water pressure ratio, ($r_u > 0.7$ where $r_u = (u - u_o)/\sigma'_{v0}$, and u_o is the initial pore water pressure). At this level of r_u the soil is liquefied or at the onset of liquefaction (Beaty and Byrne, 2011), thus cyclic shear strains accumulate quickly. The liquefied undrained shear strength of hard rock tailings, in terms of strength ratio normalized by the pre-earthquake vertical effective stresses, S_u/σ'_v was assigned a value of 0.1, based on post-cyclic monotonic shearing in a direct simple shear apparatus (James et al., 2011; Golder, 2014); a minimal shear strength, S_u, of 10 kPa was imposed in all simulations. An undrained shear strength ratio S_u/σ'_v of 0.22 (Vick, 1990; Olson and Stark, 2002, 2003) was assigned to the non-liquefied tailings elements. The simulations are carried out until the displacements stop or until one of the elements shows an excessive distortion.

7.2.4.4 Input Ground Motions

The effects of an increased tailings density and the use of waste rock inclusions on seismic stability are studied under ground motions of different intensities and frequency contents. The two intensity levels (moderate and high) are chosen to be typical of two different metal mining regions in the province of Québec, Canada. The seismic hazard in Eastern North America is generally associated with high frequency ground motions, but low frequency motions (defined here as recordings with a predominant frequency, F_{pred}, lower than 7 Hz) were also considered for the purpose of studying the effect of frequency content on the seismic response of tailings impoundments (see Contreras et al. (2022b) for more details on this aspect).

The 10,000 years design spectrum based on a site-specific probabilistic seismic hazard analysis (Golder, 2018) for the moderate intensity region (*MIR*) of Abitibi, and the 2,475 years spectra (NBC, 2015) for the high intensity region (*HIR*) of Saguenay are shown in Figure 7-3. The choice of the return periods follows the requirement from the Québec government that tailings impoundments be designed considering an earthquake with a 2,475 or 10,000-year return period (Directive019, MERN, 2017) depending on the failure consequences classification. There are large differences in the seismic hazard for each seismic zone with peak ground accelerations (PGA) of 0.135g and 0.598g respectively for the return periods of 10,000 and 2,475 years. The seismic hazard deaggregation analyses resulting form the aforementioned probabilistic seismic hazard analyses, indicated that the earthquake scenario (i.e. combination of magnitude (M_w) and hypocentral distance) controlling the seismic hazard for the moderate intensity region of Abitibi corresponds to an earthquake with a magnitude ranging from 7.25 to 7.5 for a 10,000-year return period, located at distances ranging from 92 to 239 km. For the high intensity region of Saguenay, with a 2,475-year return period, the earthquake magnitude (M_w) varies from 6.6 to 7.35, and the distance from 20 to 90 km; the 10 000-year event was not considered for this *HIR* because it was deemed too severe for the other conditions applied to the analyses.

Compatible ground motions were selected among synthetic motions derived for Eastern regions of Canada (Atkinson, 2009), and from the databases of NGA-West2 (Ancheta et al., 2013), NGA-East (Goulet et al., 2014) and the Geological Survey of Canada (GSC, 2019). The chosen motions used to analyze the behaviour of conventional and reinforced (using WRI or with an increased tailings density) impoundments and some of their key parameters are listed in Table 3.

These ground motions were scaled based on the expected Arias intensity. Scaling to *AI* is deemed more representative of the motion intensity compared to matching the spectral acceleration (Kramer and Mitchell, 2006). The *AI* was computed from the relationships of Lee and Green (2010) and Farhadi and Pezeshk (2020), for Central and Eastern regions of North America. The *AI* estimation requires a specific seismic scenario (magnitude, M_w, distance, R_{rup}, and faulting characterization). The *AI* values computed with these relationships are 0.125 m/s for the moderate seismic region and 0.94 m/s for the high seismic region (see Contreras, 2022 and Contreras et al. 2022b for more details).

Table 10 Low and high frequency ground motions recordings used for the dynamic numerical simulations (adapted from Atkinson, 2009, Ancheta et al., 2013, Goulet et al., 2014 and GSC, 2019)

Name of event	Record	$V_{s(30)}$ (m/s) or soil condition	M_w	Distance R_{rup} (km)	$D_{5\text{-}75}$[3] (s)	PGA HIR[1] (m/s^2)	PGA MIR[2] (m/s^2)	F_{pred} (Hz)
High-frequency content ground motions								
Saguenay	S49	2000	5.9	92	4.0	4.39	1.60	8.3
Nahanni	ENT	Rock	6.8	7	2.7	4.56	1.69	16.7
Atkinson 7.0	42-2	Rock	7.0	94	4.9	3.14	1.16	16.7
Chichi	TCU095	Rock	7.6	43	10.6	3.98	1.45	10.0
Chichi	1518	887	7.6	94	11.5	2.20	0.80	10.0
Tottori	3920	1047	6.6	70	11.7	2.27	0.83	12.5
Low-frequency content ground motions								
Loma Prieta	804	1020	6.9	63	5.1	2.38	0.87	4.2
Northridge	1709	1015	5.3	22	3.8	3.31	1.21	2.1
San Fernando	80	969	6.6	22	5.6	2.73	0.99	3.8
Morgan	455	1428	6.2	15	5.5	3.85	1.40	7.0
Tabas	143	767	7.3	2	8.3	2.37	0.86	4.2
Kocaeli	1165	811	7.5	7	6.0	2.45	0.89	3.6

[1] High Intensity region, HIR

[2] Moderate Intensity region, MIR

[3] Significant duration for AI between 5 and 75%

The selected ground motions scaled to the value of *AI* produce an average spectrum (Figure 7-3) that is close to the 10,000-year return period for the moderate intensity region and close to the 2,475-year return period for the high intensity region. The average spectrum for low frequency motions has a peak at a higher period and slightly higher spectral accelerations (for T> 0.1 s). However, the differences are relatively small in the range of periods of interest for the tailings impoundment considered here (0.3 to 1.1 s, with the mean natural period of the impoundment computed of about 0.6 s based on the ratio $^{4H}/_{V_s}$).

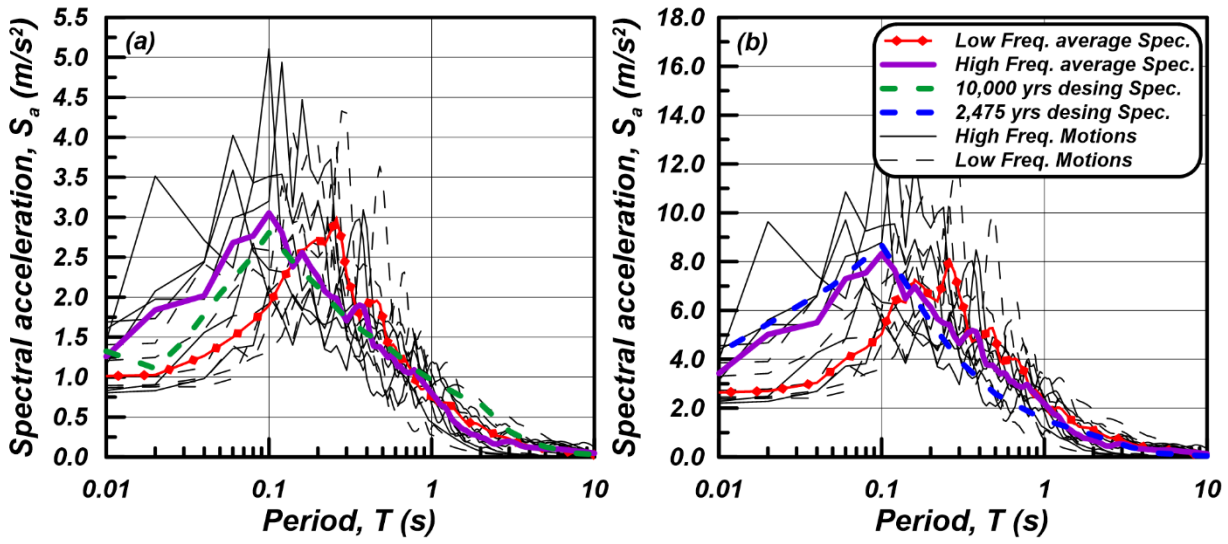


Figure 7-3. Design spectrum, and average and individual spectra of the low and high frequency motions used in the dynamic numerical simulations for the a) moderate intensity region (Golder, 2018) and b) high intensity region (NBC 2015).

7.3 Numerical Analysis of the tailings Impoundment

The response and performance of the impoundment at the end of each simulation is analyzed by computing the relative (normalized percentage) volume of liquefied of tailings, defined as the volume of liquefied tailings divided by the total volume of tailings in the zone located below the slope and over the entire height of the tailings at a distance of one time the height of the tailings away from the crest (Figure 7-2), and by registering the maximum displacements.

7.3.1 Behaviour of conventional impoundments

7.3.1.1 Seismic behaviour

Under ground motions of moderate intensity, the conventional impoundments (without reinforcement) experience displacements between 0.1 and 6.0 m and 1.7 to 9 m, and a relative liquefied volume ($r_u \geq 0.8$) between 3% to 46% and 26% to 66%, for high and low frequencies respectively (Table 4). In most cases, the zone with high r_u values developed deeper under the external slope of the impoundment for low frequency motions when compared with high-frequency motions having the same *AI*, and so did the lateral displacements (Figure 7-4). High intensity motions produce higher displacements, of 3.5 to 10 m and 5.0 to 10 m, and the relative liquefied volume ($r_u \geq 0.8$) between 65% to 86% and 68% to 85%, for high and low frequencies respectively

(Table 4). Note that the some of the simulations stopped before the end of the numerical calculation due to the excessive distortion of at least one element; therefore, the actual maximum displacements would be higher if these simulations were completed to the end. Such cases happened upon large displacements, indicating a pending failure of the impoundment, and the exact amplitude of the post-failure displacements would not be well-represented by these simulations.

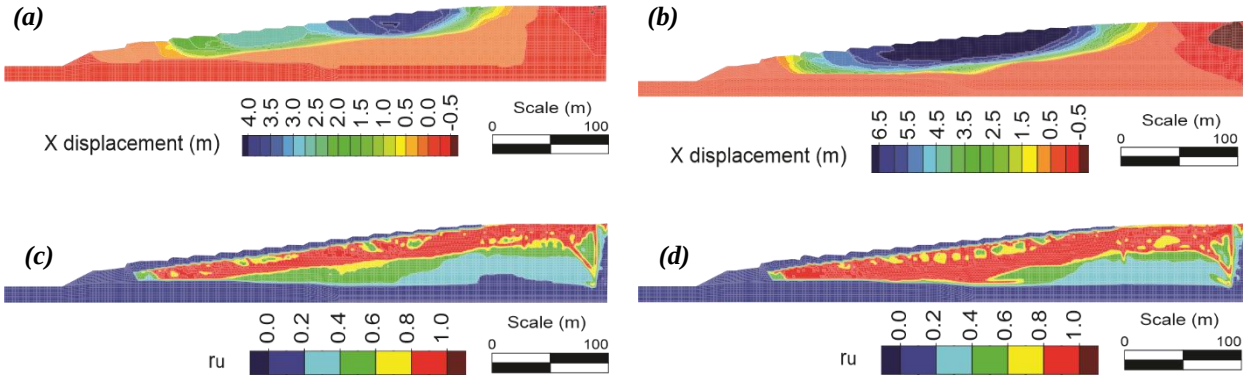


Figure 7-4. Results from the dynamic simulation of an impoundment: a) and b) Contours of maximum horizontal displacements; c) and d) contours of maximum pore water pressure ratio r_u; impoundment model with a 13H:1V slope at the end of the high-frequency Tottori3920 earthquake (left) and low-frequency Loma earthquake (right), scaled for the moderate intensity region seismic hazard.

Table 11 Average values of normalized volume of liquefied tailings and maximum displacements for the conventional impoundments with slopes 13H:1V and 9H:1V, under high and low frequency motions with high and medium intensity

	MIR		HIR	
	Slope 13H:1V	Slope 9H:1V	Slope 13H:1V	Slope 9H:1V
High frequency				
Average % Vol Liquefied tailings	30	32	72	79
Average maximum Displacements (m)	2.9	3.4	6.2	7.3
Low frequency				
Average % Vol Liquefied tailings	48	46	75	78
Average maximum Displacements (m)	5.2	6.6	7.3	7.8

7.3.1.2 Post Seismic stability

Tailings impoundments can become unstable during the post-seismic phase, even under medium-intensity ground motions. Unstable impoundments are defined here as those experiencing continuously rising displacements and non-zero velocities (Figure 7-5a), as opposed to stable cases (Figure 7-5b) characterized by a small increase in displacements in the first few seconds following the end of the earthquake, before the velocities become (almost) null (Contreras et al., 2022b). As expected, conventional (unreinforced) impoundments with a steeper slope of 9H:1V are more likely to fail, under low and high frequency content motions, than the impoundments with a gentler slope of 13H:1V (Table 5). For the high intensity region, however, most of the simulated motions have already lead to excessive deformations at the end of the seismic phase, and all the model impoundments were unstable for both slopes and frequency type during the post seismic phase.

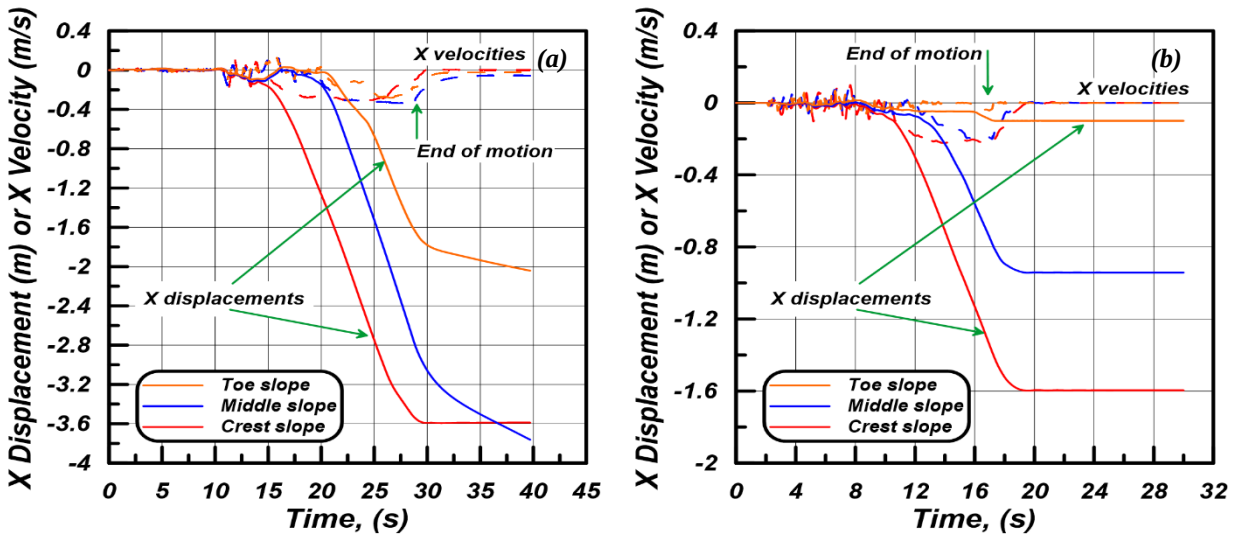


Figure 7-5. Seismic and post-seismic impoundment displacements and velocities for an impoundment with a 13H:1V slope, which lead to an a) unstable b) (apparently) stable condition under the high frequency (Tottori 3920) and (Atkinson 7.0) ground motion respectively, for the moderate intensity region.

Table 12 Number of unstable impoundments for slopes 13H:1V and 9H:1V and high and low frequencies motions and moderate and high intensity region

	MIR		HIR	
	Slope 13H:1V	Slope 9H:1V	Slope 13H:1V	Slope 9H:1V
	High frequency			
Number of unstable impoundments	4/6	5/6	6/6	6/6
	Low frequency			
Number of unstable impoundments	4/6	6/6	6/6	6/6

7.3.2 Impoundment reinforced with waste rock inclusions (WRI)

7.3.2.1 Seismic behaviour with WRI

Earlier analyses on tailings drainage and consolidation have indicated that the beneficial effect of an inclusion can extend up to a distance twice the tailings thickness on each side, with a greater effect occurring over a distance of about the tailings thickness (Bolduc and Aubertin, 2014; Saleh Mbemba et al. 2019). Based on these findings, the spacing between the inclusion for the 30 m thick impoundment was fixed at 60 m; the width of each WRI is set to 15 m, based on field experience (Aubertin et al. 2021).

The effect of WRI can be seen in Figure 7-6 for the simulation results with the Tabas earthquake (see Table 3), which produced one the largest relative (normalized) volume of liquefied tailings and also displacements for the two slope angles analyzed, without and with inclusions. The results of the simulations for the moderate intensity region indicate that the WRI can reduce the relative volume of liquefied tailings (by up to 50%) in the impoundment, as greatly diminish the displacements (up to a factor of 10). For the high intensity region, the simulation results presented in Figure 7-7 indicate that the WRI don't affect much the volume of liquefied tailings but the reinforcement tends to decrease the displacements (by up to a factor or 5) due to the increased lateral stiffness and the effect of compartmentalization of the tailings.

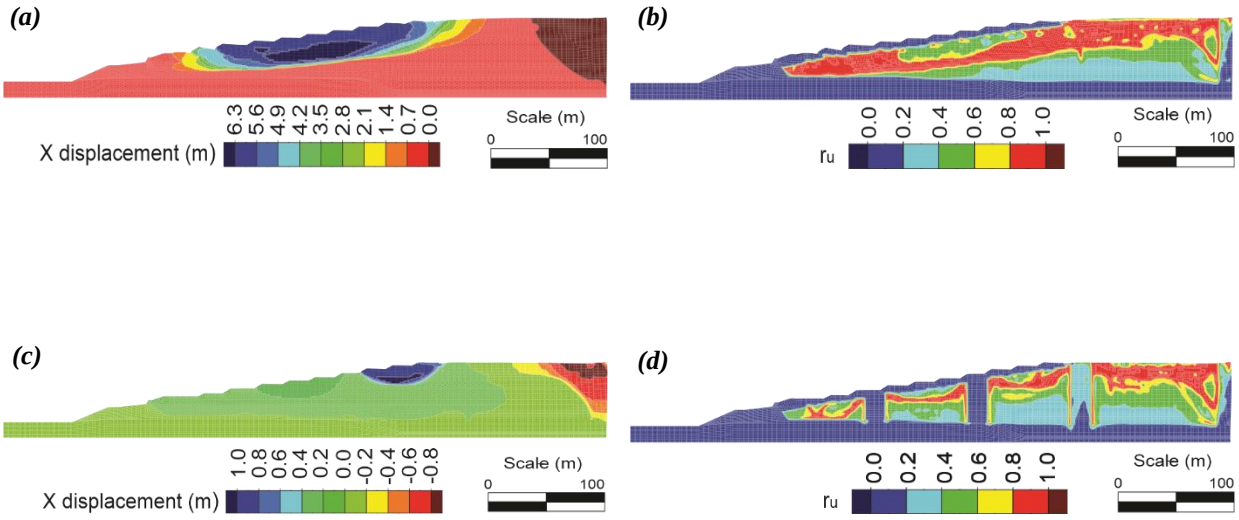


Figure 7-6. Simulation contours of an impoundment without (a and b) and with inclusions (c and d) with a 9H:1V slope a) Horizontal displacements (along the X axis) in the impoundment without inclusions and corresponding b) Maximal, r_u,; and c) Horizontal displacements (along the X axis) with inclusions and corresponding d) Maximum, r_u, for the moderate intensity region with low frequency Tabas motion.

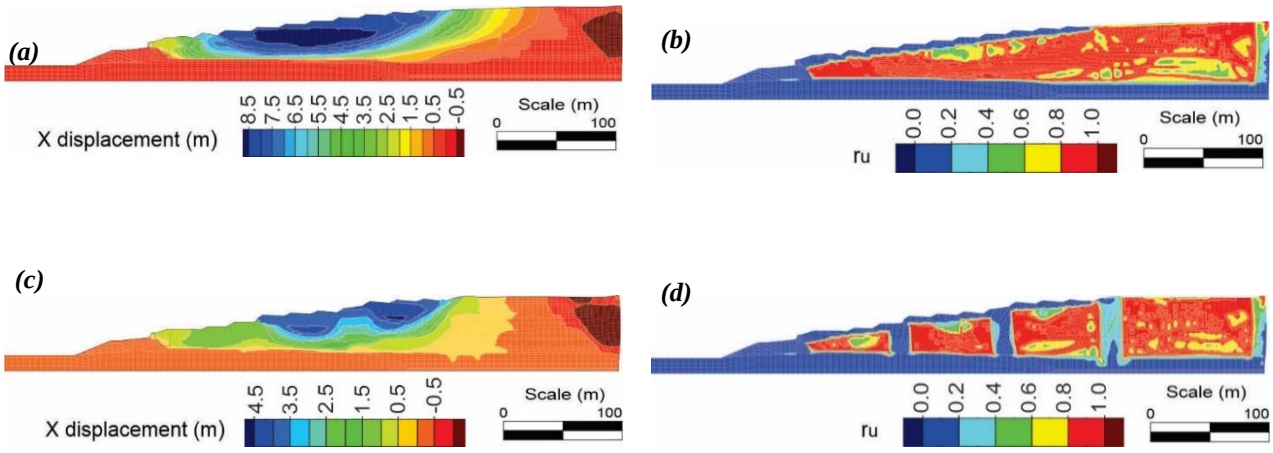


Figure 7-7. Simulation contours of an impoundment without and with inclusions with a 9H:1V slope a) Horizontal displacements (along the X axis) without inclusion and corresponding b) Maximal, r_u,; and for impoundment with WRI (below), c) Horizontal displacements (along the X axis) and corresponding d) Maximum, r_u, for the high intensity region with low frequency Tabas motion

7.3.2.2 Post Seismic behaviour with WRI

Figure 7-8 presents the post-seismic displacements and velocities of an impoundment reinforced with WRI under high and moderate intensity motions. The results show that the increased stiffness and strength of the system influence the displacements of the liquefied tailings, and that the WRI reduce the maximum velocities during the seismic phase, resulting in an increased stability compared to the impoundment without inclusions (Figure 7-4,5a). These results show that such waste rock inclusions (designed here to enhance consolidation) can increase the static and seismic stability of the impoundments. In many critical cases, this reinforcement would be sufficient so the impoundment could withstand the imposed ground motions considered in this study, without a breach.

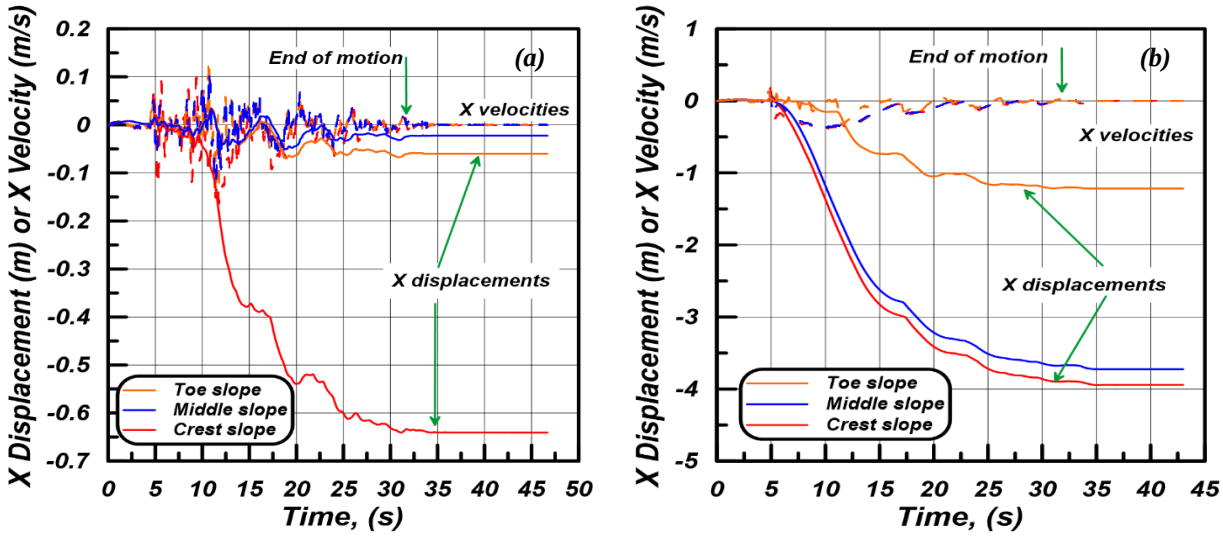


Figure 7-8. Seismic displacements and velocities for the reinforced (with inclusions) impoundment along the 9H:1V slope, which leads to a stable impoundment for the low frequency (Tabas) seismic loading a) Medium intensity b) High intensity.

7.3.3 Impoundment with denser tailings

7.3.3.1 Improvement of seismic stability with densification

The effect of an increase of the density index of 10% and 20% on the seismic stability of a tailings impoundment under moderate and high intensity motions is investigated using additional simulation results from the Tabas earthquake recording (see Table 3), which produced some of the largest displacements and volumes of liquefied tailings for the two slope angles analyzed. The

corresponding results of the simulations on conventional impoundments presented in Figure 7-6a,b and Figure 7-7a,b can be used for comparison purposes.

Figure 7-9 presents the horizontal displacements and the excess pore water pressure ratios at the end of the simulations for the Tabas motion for the impoundment with a 9H:1V slope, subjected to a moderate intensity ground motion, and where the density index of the tailings is increased by 10% (Figure 7-9 a and b); results for high intensity ground motion and an increase in density index of 10% and 20% are also shown (Figure 7-9 c and d, and e and f, respectively). These results indicate that the increase in density index can significantly reduce the volume of liquefied tailings and the amount of horizontal displacements during the seismic phase, compared to the conventional impoundment (without density increase). Under the moderate intensity motion, the increase in density index reduces the relative (normalized) volume of liquefied tailings from 45% to 30% and the maximum displacements by a factor of up to 3. For the high intensity motion, the effect of increasing the density index by 10% does not affect the relative volume of liquefied tailings significantly (decrease of about 9%), but a greater increase of the density index of 20% reduces the relative volume of liquefied tailings by 35%. The maximum displacements were reduced by a factor of 2.4 and 5.5 for the two increments of the density index respectively (Figure 7-9).

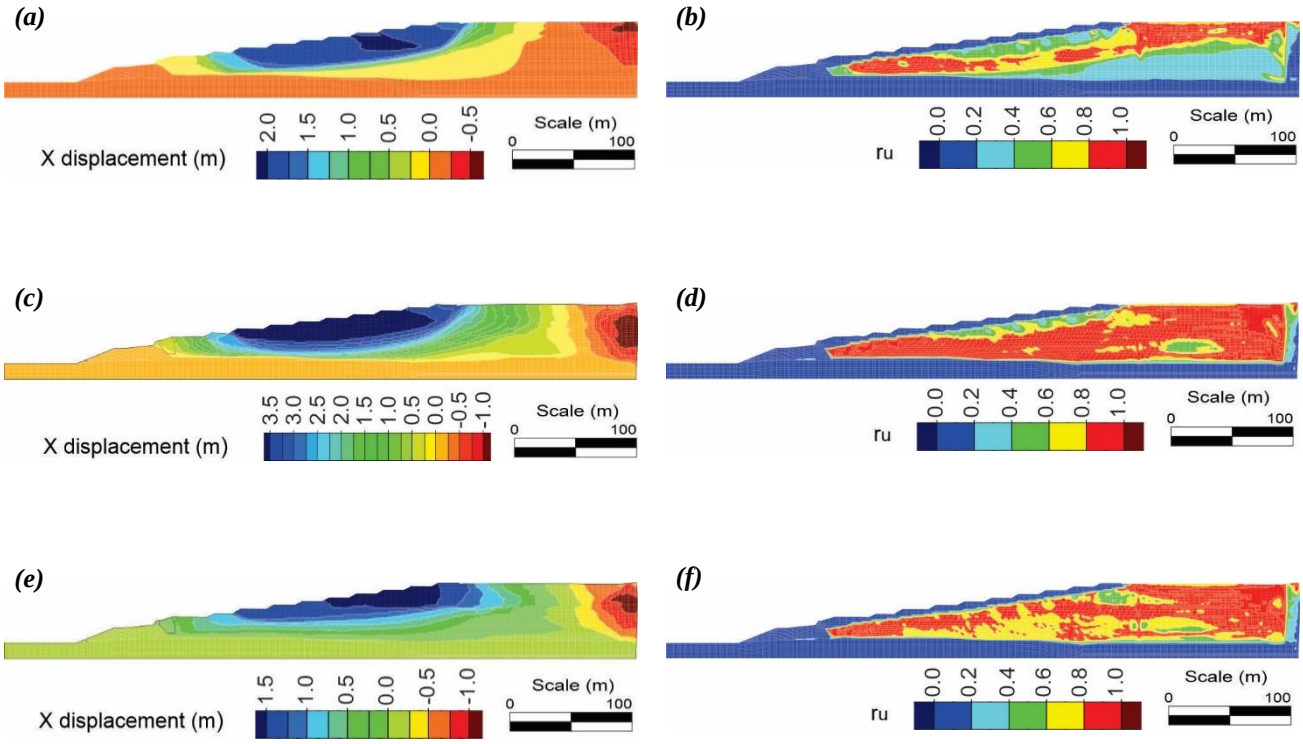


Figure 7-9. Results of simulations of an impoundment with a 9H:1V slope at the end of shaking with a density index increase of 10% for the moderate intensity region and 10% and 20% for high intensity region respectively a), c) and e) Horizontal displacements (along the X axis) and corresponding b), d) and f) Maximum, r_u, (low frequency Tabas earthquake).

7.3.3.2 Post Seismic behaviour with higher density index

The post seismic behaviour of (unstable) impoundments with a 10% and 20% density increase subjected to the low frequency Tabas motion scaled for the high intensity region is shown in Figure 7-10. Results indicate that the increase of the tailings density index tends to reduce the maximum velocities (compared to the impoundment without I_d increase) and therefore the rate and total displacements during the seismic phase (for all simulated cases). However, the post seismic phase results indicate that the behaviour of the impoundment becomes unstable with rising velocities in the first few seconds, until reaching a maximum value; subsequently, the velocity remains almost constant leading to a constant rate of displacement increase (Figure 7-10) up to the end of the

simulation. This type of response suggests that increasing the tailings density may not be sufficient for the impoundment to remain stable in the post-seismic phase.

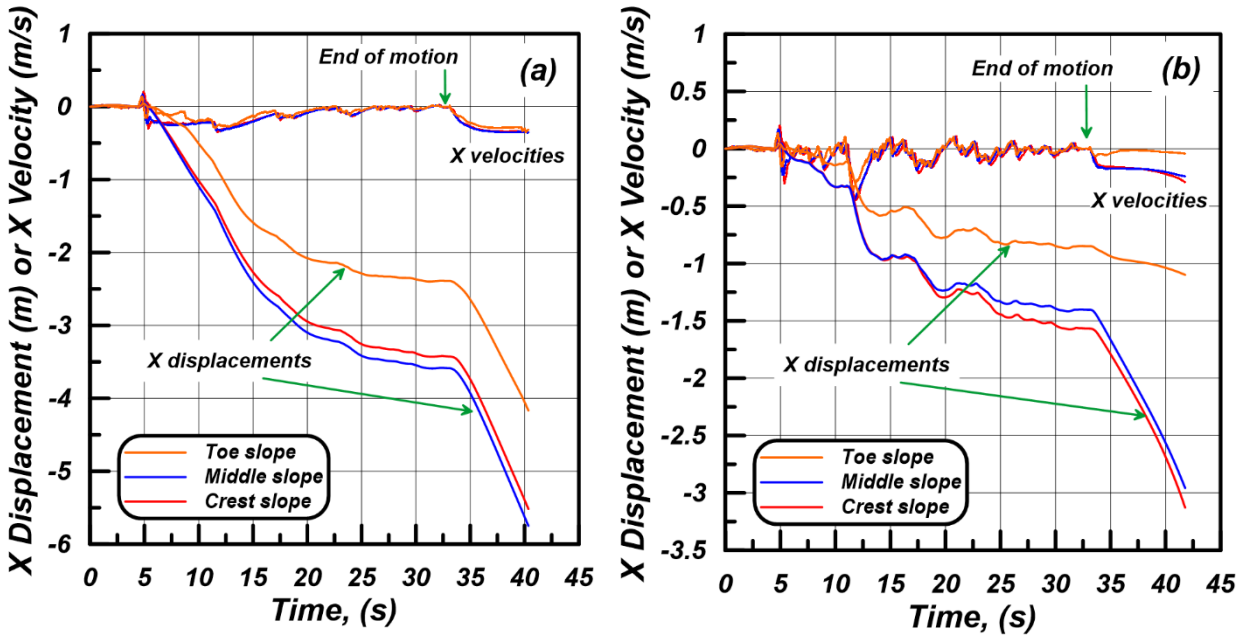


Figure 7-10. Seismic displacements and velocities for the reinforced (increased I_d) impoundment along the 9H:1V slope, which leads to an unstable impoundment following the low frequency Tabas motion scaled for High intensity region a) 10% I_d increase b) 20% I_d increase.

7.4 Analysis and Discussion

7.4.1 Conventional impoundments

The relative volume of liquefied tailings and the horizontal displacements are usually larger for lower than higher frequency motions for the moderate intensity motions. Higher intensity motions induce liquefaction over a larger depth, with a larger zone with high values of r_u , inducing displacements at greater depth as well. As a result, the difference in the relative volume of liquefied tailings is minimal between both types of frequencies for the high intensity motions. These seismic and post seismic results indicate that conventional tailings impoundments with upstream dikes would be prone to failure for the seismic conditions with the intensity motions considered here.

7.4.2 Impoundment reinforced with WRI

The reduction of liquefied tailings volume obtained for the moderate intensity seismic region tends to diverge from the simulation results obtained by James (2009) and Ferdosi et al. (2015b), who observed that the inclusions did not affect significantly the tailings liquefaction in an impoundment. This difference may be related, in part, to the different constitutive models being used (i.e. UBCSand earlier vs PM4Sand here), the different geometries, and the higher levels of energy used for the earthquakes modeled in these earlier studies (AI between 2.0 and 3.0 m/s).

For high intensity seismic zones, the reinforcement with WRI does not prevent liquefaction, but it is an effective method to reduce displacements. The WRI compartmentalize the impoundment, with the zone closest to the crest of the dike being the one that generally presents the greatest displacements. This indicates that reducing the spacing of the penultimate and last WRI could further decrease displacements. The same tendencies are obtained for the steeper (9H:1V) and gentler (13H:1V) slopes and for both seismic zones (results not shown here; see Contreras (2022) for details).

The seismic and post seismic analyses show that, in most cases, the reinforcement provide by WRI to the impoundment would be sufficient to sustain the ground motions analyzed here, without a breach. However, large displacements were obtained in some of the simulations under high intensity motions, which may not be acceptable in practice. The design of WRI should thus be adapted to the anticipated loading conditions. The accelerated consolidation and compartmentalization of the impoundment provided by WRI can serve to prevent excessive global displacements, despite some localized straining that would produce consequences restricted to areas between the inclusions.

7.4.3 Impoundment with denser tailings

The simulation results presented above (and others) indicate that for an impoundment with a 9H:1V slope, the 10% increase in the tailings density index results in an average reduction of relative volume of liquefied tailings of about 73% for high frequency and 54% for low frequency motions of moderate intensity; the reduction is 24% for high frequency and 19% for low frequency motions of high intensity. Under high intensity motions, a 20% increase in density index induces a reduction of the relative volume of liquefied tailings of, on average, 43% for high frequency and 42% for

low frequency motions. Similar reductions of relative liquefied volumes are obtained for the gentler (13H:1V) slopes for the moderate intensity motions; for high intensity motions, the average reduction is 15% and 7% for high and low frequency respectively with a 20% increase in density index.

The smaller decrease of volume of liquefied tailings for the gentler slope 13H:1V for high intensity motions can be related to the smaller absolute increase of I_d under the gentler slope (compared to the steeper slope), as the density is a function of the effective stress. The higher static shear stress also sometimes increases the liquefaction triggering resistance of medium to dense soils (Idriss and Boulanger 2008). This effect is included in a simplified liquefaction triggering analysis by the inclusion of the K_α factor.

The analysis indicates that the pore water pressure generation rate, and the related maximum r_u reached, decreased slightly with the increase of density index, which may explain the reduction of maximal displacements during the seismic phase. Such reduction of maximum displacements can be related to the smaller stiffness degradation due to a lower r_u value and rate increase in the tailings. The increase of I_d for the moderate intensity earthquakes, for both slopes, can significantly reduce the displacements, which in some instances could be enough to withstand seismic demand. However, the post seismic analyses indicate that such reduction of the displacements during the seismic phase may not be sufficient to maintain the stability of the impoundment shortly after the earthquake.

In the post seismic phase, increasing the density index results in a decrease in the number of cases (defined by the ground motion) inducing failure for the moderate intensity loadings (*AI* 0.125 m/s), but this trend is not observed for the high intensity loadings (*AI* 0.94 m/s) as there is insufficient reduction of the liquefied volume. Specifically, the increase of 10% of density index for the moderate intensity loadings increases the number of cases with stable impoundments from 1/6 to 3/6 for high frequency motions on the 9H:1V slope and from 2/6 to 5/6 for the 13H:1V slope. The gain appears less significant for low frequency motions, with only one additional case being stable (i.e. from 0/6 to 1/6) for the 9H:1V slope, and none for the 13H:1V (2/6). With the high intensity loadings, for both slopes and all tested motions, the increase of 10% and 20% of density index was not enough to reduce the liquefied volume of tailings in the impoundments to prevent post-seismic failure. Complementary analyses (Contreras et al., 2022b) also showed that impoundments with a

relative volume of liquefied tailings lower than a critical value (close to 13% in the considered cases) would have a low probability of failure, indicating that this technique could sometimes be effective to improve seismic stability, particularly for low seismic intensity levels.

7.4.4 Analysis of stability improvement strategies

7.4.4.1 4.4.1 Seismic phase

The numerical analyses presented above (and additional ones in Contreras, 2022) indicate that both improvement methods considered here can be effective to reduce the relative volume of liquefied tailings under low and high frequency content motions. Figure 7-11 presents the average value of the relative volume of liquefied tailings obtained for unreinforced and reinforced impoundments, it shows that a controlled increase in the tailings density index in-situ appears to be more efficient to decrease the volume of liquefied tailings than the reinforcement provided by WRI, when the effect of the inclusions on tailings consolidation (and densification) is neglected.

Increasing the tailings density and WRI also results in lower maximum horizontal displacements reached during the seismic phase (Figure 7-12) compared to the conventional (unreinforced) impoundments. The Figure 7-12 also indicates that the maximal horizontal displacements reached during the seismic phase are related to the relative volume of liquefied tailings for all cases (conventional and reinforced impoundments), regardless of the frequency content and intensity of the motion (see also by Contreras et al. 2022b). However, the maximal horizontal displacements are intensity-dependent for conventional impoundments, while the imposed improvements (I_d increase or WRI) significantly reduce such dependency for the tailings impoundments analyzed here (Figure 7-12)

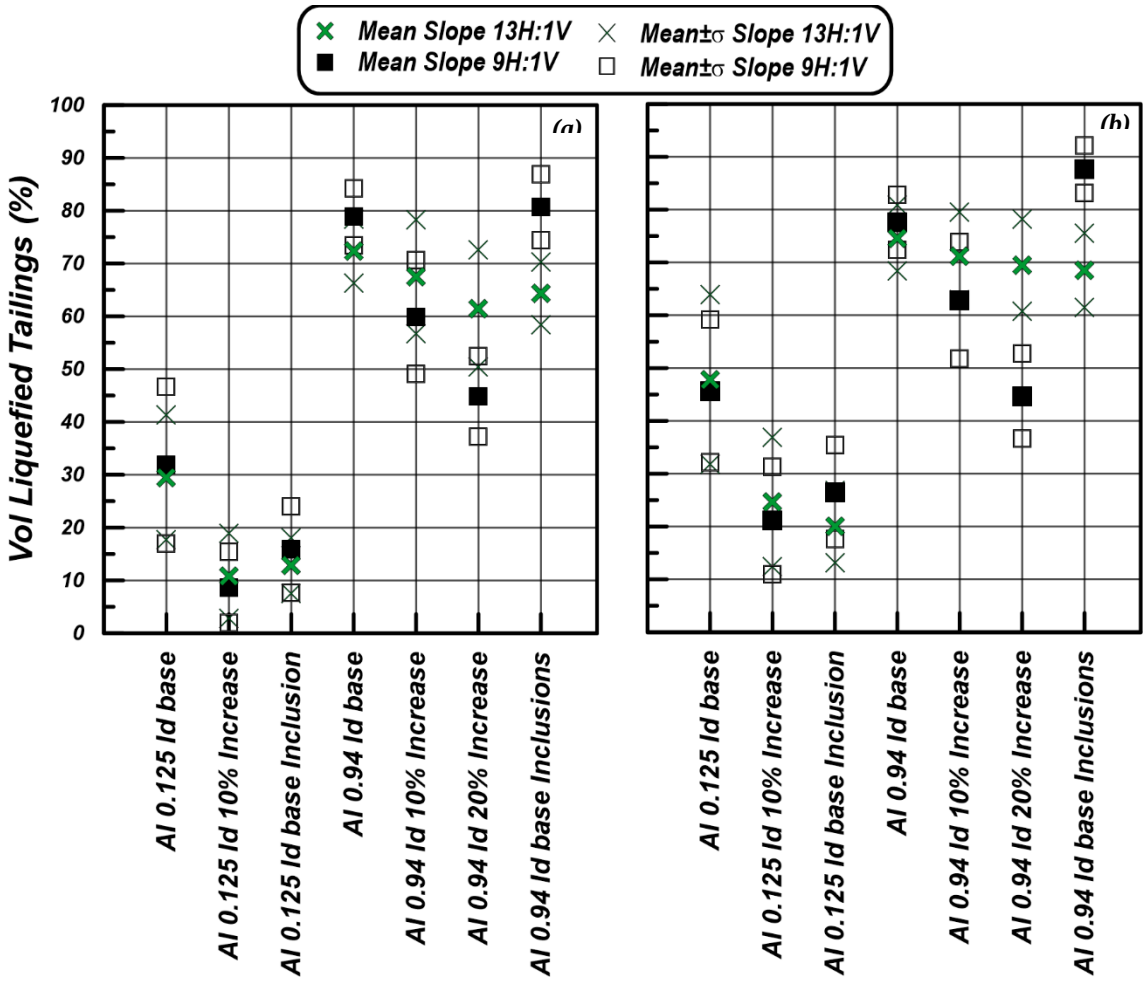


Figure 7-11. Comparison of relative volume of liquefied tailings for 30m-high impoundments with 13H:1V and 9H:1V slopes, without reinforcement, with an increase in density, and reinforced with WRI for a) High frequency and b) Low frequency motions.

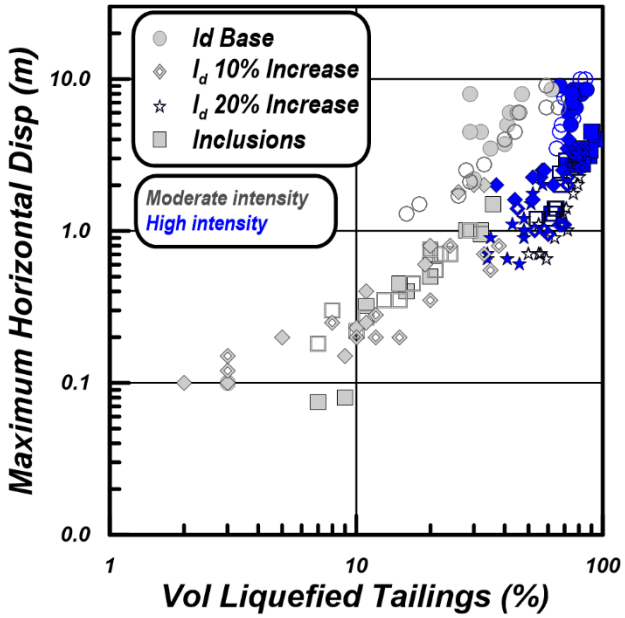


Figure 7-12. Maximum horizontal displacements in the seismic phase and relative volume of liquefied tailings for the unreinforced and reinforced (with I_d increase and *WRI*) impoundments for 9H:1V (solid symbols) and 13H:1(hollow symbols) slopes for high and low frequency motions.

7.4.4.2 Post seismic phase

The results shown above show that both improvement methods can lead to a reduction in the relative volume of liquefied tailings. However, analysis of the post seismic behaviour also indicates that an increase in density index generally does not reduce the volume of liquefied tailings sufficiently to ensure the post-seismic stability of impoundments. Using WRI appears as a better option to make impoundments more stable for the seismic conditions considered here (Table 6), even when the volume of liquefied tailings is large.

Table 6 shows that reinforcement with WRI is more efficient to increase the post-seismic stability of impoundments, when compared with increasing the density index alone. For instance, the simulation results showed that for the modelled energy levels adopted in this study, the relative volume of liquefied tailings can reach more than 90% in the impoundment, but the adding WRI would maintain stability. The simulation results indicate that all cases of impoundment with WRI are classified as stable, based on the methodology presented above. The induced displacements can nonetheless reach relatively large values that could be considered unacceptable in a few cases.

Table 13 Number of cases with stable conventional and modified impoundments (density increase or WRI), with slopes 13H:1V and 9H:1V, submitted to high and low frequency motions, for moderate and high intensity seismic regions.

	MIR		HIR	
	13H:1V	9H:1V	13H:1V	9H:1V
High frequency				
Unreinforced impoundments	2/6	1/6	0/6	0/6
I_d Increase of 10%	5/6	3/6	0/6	0/6
I_d Increase of 20%	-	-	0/6	0/6
Reinforced with *WRI*	6/6	6/6	6/6	6/6
Low frequency				
Unreinforced impoundments	2/6	0/6	0/6	0/6
I_d Increase of 10%	2/6	1/6	0/6	0/6
I_d Increase of 20%	-	-	0/6	0/6
Reinforced with *WRI*	6/6	6/6	6/6	6/6

-Not tested

The results suggest that increasing the initial tailings density, for instance by using thickened or paste tailings, may not be the best approach (technically, economically, and operationally) to increase the seismic stability of impoundments constructed with upstream dikes. The results suggest that WRI constitute a better solution to provide a compartmentalization that helps with tailings management and leads to a noticeable increase in seismic stability. Other alternatives can also be considered, including for instance building impoundments with dikes raised along a central axis when the available construction material is available (Jahanbakhshzadeh et al. 2019; Aubertin et al. 2021).

7.5 Conclusions

This paper presents the results of numerical investigation of the seismic and post-seismic behaviour of tailings impoundments, for two slopes of 9H:1V and 13H:1V. Seismic loadings include six low frequency and six high frequency motions, scaled at two different intensity levels representing two

different mining regions in Québec. The effect of increasing the initial tailings density index (by 10 and 20%) and adding waste rock inclusions in the impoundment was evaluated.

The results indicate that in general conventional impoundments are likely to experience medium to high displacement at the end of the motion; thus, they have a high probability of rupture during the motion or in the post-seismic phase. The impoundments with a gentler slope of 13H:1V are less likely to become unstable than impoundments with a 9H:1V slope, for moderate intensity earthquakes with low and high frequency content motions. High intensity motions of these impoundments lead to a high risk of failure for the two slopes considered. It is also observed that low frequency motions tend to induce more displacements than high frequency motions, even when scaled at identical Arial Intensity (AI) values.

Tailings densification as an improvement measure can decrease the maximum displacements during the seismic phase. However, analysis of the post seismic phase indicates that this technique does not improve the impoundments stability significantly, in part because the reduction of the liquefied volume of tailings is not enough to maintain stable impoundments.

The use of waste rock inclusions as reinforcement improves the seismic and post-seismic stability and consequently reduces the risk of failure. Simulation results indicate that for the conditions considered here, the increased stiffness provided in the impoundment with WRI can sometimes reduce the volume of liquefied tailings, and generally reduce the displacements and related rates (velocities). The reduction of the volume of liquefied tailings can be significant for low to moderate intensity motions, but it is less so for high intensity motions. The compartmentalization created by the rigid inclusions can reduce the amount displacements in the impoundment, even when tailings become liquefied, due to confinement effect of the WRI. Note that WRI have been shown to locally increase the density of the tailings at their vicinity due to the accelerated consolidation. This effect was not included in the present analysis, but could further contribute to the seismic stability of reinforced impoundments.

The results presented here, and in related investigations, suggest that the use of waste rock inclusions may be an advantageous technique that can be more effective than increasing the initial tailings density by dewatering. WRI can be planned at the early stages of the tailings impoundment design, to provide a noticeable improvement in seismic and post seismic stability, together with additional advantages as described in related publications (e.g. Aubertin et al. 2021).

Data availability statement

All data generated or used during the study are available from the corresponding author by request.

Acknowledgements

The authors acknowledge the financial support from NSERC, FRQNT and the partners of the Research Institute on Mines and the Environment (http://rime-irme.ca/en).

7.6 Bibliography

Adams, J., and Basham, P. 1991. The seismicity and seismotectonics of eastern Canada. Neotectonics of North America

Ancheta, T. D., et al. 2013. PEER NGA-West2 database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center

Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, 36 (6): 991-1000

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., and Riffon, O. 2002. Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle. Défis & Perspectives : Symposium sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda, Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM

Aubertin, M., Maknoon, M. and Ovalle, C. 2021. Waste rock pile design considerations to promote geotechnical and geochemical stability. Canadian Geotechnique - The CGS Magazine, 2(3), 44-47

Beaty, M.H., and Byrne, P.M. 2011. UBCSAND constitutive model Version 904ar. Report UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Web Site. https://www.itascacg.com/software/udm-library/ubcsand. [accessed March 5, 2020].

Biondi, G., Cascone, E., Maugeri, M., and Motta, E. 2000. Seismic response of saturated cohesionless slopes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 20(1-4), 209-215

Bolduc, F., and Aubertin, M. 2014. Numerical Investigation of the Influence of Waste Rock Inclusions on Tailings Consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 51: 1021-1032

Boulanger, R.W., and Ziotopoulou, K. 2017. PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-17-01. URL: https://pm4sand.engr.ucdavis.edu/pm4sand-files/ [accessed March 5, 2020].

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

Contreras, C.A. 2022. Analyses numériques du comportement et de la stabilité sismique et post-sismique des parcs à résidus miniers, avec et sans inclusions de roche stérile, pour divers aléas relatifs aux régions minières de l'est du Canada.. Ph.D. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Contreras C.A., Yniesta S., Jahanbakhshzadeh, A. and Aubertin, M. 2022a. Calibration of the PM4Sand Model for Hard-Rock Mine Tailings Based on Laboratory and Field Tests. Soumis.

Contreras C.A., Yniesta S. and Aubertin, M. 2022b. Seismic and Post Seismic Stability Assessment for Hard-Rock Mine Tailings Upstream Impoundment. Soumis

Davies, M. 2011. Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals. Proceedings Tailings and Mine Waste 2011, Vancouver, BC

Essayad, K. 2015. Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne. M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C

Fader, G. 2005. Seismic hazard, faults and earthquakes Digby Neck, Bay of Fundy. Available from https://novascotia.ca/nse/ea/whitespointquarry/09.Reference.Documents/18.Fader.Seismic.Risk.pdf [accessed 13 October 2021]

Farhadi, A. and Pezeshk, S. 2020. A referenced empirical ground-motion model for Arias intensity and cumulative absolute velocity based on the NGA-East database. Bulletin of the seismological society of America, 110: 508-518

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

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

Geological survey of Canada, 2019. Canada motions databases. Personal communication

Geological survey of Canada (GSC), 2020. Deaggregation analysis and seismic hazard for Saguenay downtown. Personal communication

Golder 2014. Rapport de caractérisation des résidus miniers. Golder Associés, November 2014.

Golder 2018. Site-Specific seismic hazard assessment report. Golder Associés, November 2018

Goulet, C. A., et al. 2014. PEER NGA-east database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center

Gowan, M., Lee, M., and Williams, D. J. 2010. Co-disposal techniques that may mitigate risks associated with storage and management of potentially acid generating wastes. In proceedings of the first international seminar on the reduction of risk in the Management of Tailings and Mine Waste. pp. 389-404. Australian Centre for Geomechanics.

Grimard, L.P. 2018. Étude de laboratoire du comportement de résidus miniers soumis à des essais de compression non drainés et à une baisse du confinement, avec mesures de vitesse des ondes de cisaillement. M.Sc.A. Thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Holtz, R.D. et Kovacks, W.D. 1991. Introduction à la géotechnique (édition en français traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. 2008. Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute

International Commission on Large Dams (ICOLD). 2001. Tailings Dams – Risk of Dangerous Occurrences – Lessons Learnt from Past Experiences. Bulletin No. 121. Paris: Commission Internationale des Grands Barrages.

Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). 2016. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 8.00. Computer software and user manual. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minn.

Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., Yniesta, S., Zafarani, A. 2019. On the seismic response of tailings dikes constructed with the upstream and center line methods. Geosciences for Sustainability. Proceedings of the 72th CGS Conference, St. John's, Canada

Jahanbakhshzadeh, A. and Aubertin, M. 2020. The effect of waste rock inclusions on the slope stability of tailings dike. Proceedings of the 73th Canadian Geotechnical Society Conference, Calgary, Canada

James, M. 2009. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Thèse de Ph.D, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada

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

James, M., and Aubertin, M. 2012. The use of waste rock inclusions to improve the seismic stability of tailings impoundments. In Proceeding of GeoCongress 2012, Oakland, Calif., 22–25 March 2012. American Society of Civil Engineers. pp. 4166–4175.

James, M., Aubertin., and Bussière, B. 2013. On the use of waste rock inclusion to improve the performance of tailings impoundments. Proceedings of the 18th International conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France.

James, M., Aubertin, M., Bussière, B., Pednault, C., Pépin, N., and Limoges, M. 2017. A research project on the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. Proceedings of GeoOttawa CGS Conference.

Kam, S, Girard, J, Hmidi, N, Mao, Y and Longo, S, 2011. Thickened tailings disposal at Musselwhite Mine.R Jewell & AB Fourie (eds), Paste 2011 Proceedings of the 14th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 225-236.

Kramer, S. and Mitchell, R. 2006. Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation. Earthquake Spectra 22: 413 - 438

Lee, J. and Green, R.A. 2010. An empirical Arias intensity relationship for rock sites in stable continental regions. Proceedings of International conference on earthquakes engineering, Tokyo, Japan

Martin, V., Aubertin, M. & McMullen, J. (2006). Surface disposal of paste tailings. Communication présentée à 5th ICEG Environmental Geotechnics: Opportunities, Challenges and Responsibilities for Environmental Geotechnics, Cardiff, UK, pp. 1471-1478.

Martin, V, Aubertin, M, Benzaazoua, M and Zhan, G 2010, Investigation of near-surface exchange processes in reactive paste tailing. Paste 2010: Proceedings of the Thirteenth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 265-278.

Martin, V., Al-Mamun, M., et Small, A., 2019. CDA technical bulletin on tailings dam breach analyses. In: Proceedings of the 2019 International Commission on Large Dams Conference, Ottawa, Canada.

National building code of Canada 2015 (NBC). National research council of Canada. Ottawa

Naesgaard, E., and Byrne, P.M. 2007. Flow liquefaction simulation using a combined effective stress – total stress model. 60th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ontario, 21–24 October 2007. Canadian Geotechnical Society, pp. 943–950

Olson, S. M., and Stark, T. D. 2002. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. Canadian Geotechnical Journal, 39(3), 629-647

Olson, S. M., and Stark, T. D. 2003. Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8), 727-737.

Rana, N. M., Ghahramani, N., Evans, S. G., McDougall, S., Small, A., and Take, W. A. 2021. Catastrophic mass flows resulting from tailings impoundment failures. Engineering Geology, 292, 106262.

Reid, D. and Fourie, A.B., 2015. The influence of slurry density on in situ density. Proceedings of the 18th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 95-106

Saleh Mbemba, F. 2016. Analyse et optimisation de la performance des inclusions rigides Durant la consolidation, le drainage et la dessiccation des résidus miniers. Ph.D. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montréal, Q.C

Saleh-Mbemba, F., Aubertin, M., and Boudrias, G. 2019. Drainage and consolidation of mine tailings near waste rock inclusions. In Sustainable and Safe Dams Around the World (pp. 3296-3305). CRC Press.

Saleh-Mbemba, F. and Aubertin, M. 2021. Physical Model Testing and Analysis of Hard Rock Tailings Consolidation Considering the Effect of a Drainage Inclusion. Geotechnical and Geological Engineering, 39(4), 2777-2798.

Seed, H.B., and Idriss, I.M. 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Calif. Report No. EERC 70-10

Seid-Karbasi, M., and Byrne, P.M. 2004. Embankment dams and earthquakes. Journal of Hydropower and Dams, 11(2): 96–102

Verdugo, R., and Santos, E. 2009. Liquefaction Resistance of Thickened Tailings of Copper Mines. In Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

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

Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A., and Valenzuela., P. 2014. Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. Canadian Geotechnical Journal 51, 449-464.

Wickland, B., and Wilson, G. W. 2005. Research of co-disposal of tailings and waste rock. Geotechnical news-vancouver-, 23(3), 35.

Wickland, B. E., Wilson, G. W., Wijewickreme, D., and Klein, B. 2006. Design and evaluation of mixtures of mine waste rock and tailings. Canadian Geotechnical Journal, 43(9), 928-945.

Wijewickreme, D., Khalili, A., and Wilson, G. W. 2010. Mechanical response of highly gap-graded mixtures of waste rock and tailings. Part II: Undrained cyclic and post-cyclic shear response. Canadian Geotechnical Journal, 47(5), 566-582.

Zafarani, A. R., Yniesta, S., and Aubertin, M. 2020. Effect of height and downstream slope on the seismic behavior of tailings impoundments reinforced with waste rock inclusions. Proceedings of the 74th Canadian Geotechnical Society Conference.

CHAPITRE 8 INFLUENCE DU TYPE DE SOL DE FONDATION SUR LE COMPORTEMENT ET LA STABILITÉ DYNAMIQUE D'UN PARC À RÉSIDUS

Les analyses présentées dans les chapitres précédents ont été réalisées sur un parc à résidus reposant sur un sol relativement compétent (till) de faible épaisseur (2 à 5 m, Figure 7-1). La nature et les caractéristiques du sol de fondation peuvent toutefois affecter la réponse et le risque de rupture d'un parc à résidus lors d'un séisme, notamment en raison du potentiel d'amplification ou d'atténuation des ondes sismiques. Dans le but de déterminer l'influence de la présence de sols argileux dans la fondation sur le comportement dynamique (liquéfaction et déformations) d'un parc à résidus, des analyses additionnelles ont été menées sur un cas inspiré d'un parc réel construit sur une fondation argileuse (argile silteuse) au-dessus du till et du socle rocheux. Le sol de fondation choisi est typique des dépôts argileux de l'Est du Canada; ces argiles marines et lacustres d'épaisseurs variables sont parfois très sensibles (Leroueil et al., 1983).

8.1 Amplification locale de séismes

L'amplification de l'amplitude des ondes sismiques peut être relativement importante quand l'onde passe du roc au sol (Singh et al. 1988). Des séismes comme Guerrero-Michocàn (1985) (Beck et Hall, 1986), Saguenay (1988) (Mitchell et al. 1990), Chamoli (1999) (Jain et al., 1999) et Bhuj (2001) (Prasad et al. 2019) ont montré des effets locaux d'amplification non négligeables, avec d'importants dommages produits même à des sites éloignés de l'épicentre.

En général, l'amplification sismique est plus importante quand des sols lâches (ou mous) sont présents dans la colonne de sol au-dessus du roc, et pour des séismes de faible ou moyenne intensité. Les phénomènes d'amplification locale peuvent engendrer un dépassement du spectre de conception et causer l'endommagement des structures. La Figure 8-1 (a et b) illustre des cas où le spectre d'accélération est modifié par la présence de sols mous. Typiquement, l'amplitude d'un séisme dans une colonne de sol lâche (ou mou) est amplifiée à des périodes moyennes et longues (pouvant être les plus critiques pour les structures); une atténuation peut aussi survenir à de courtes périodes (Dobry et al., 1976).

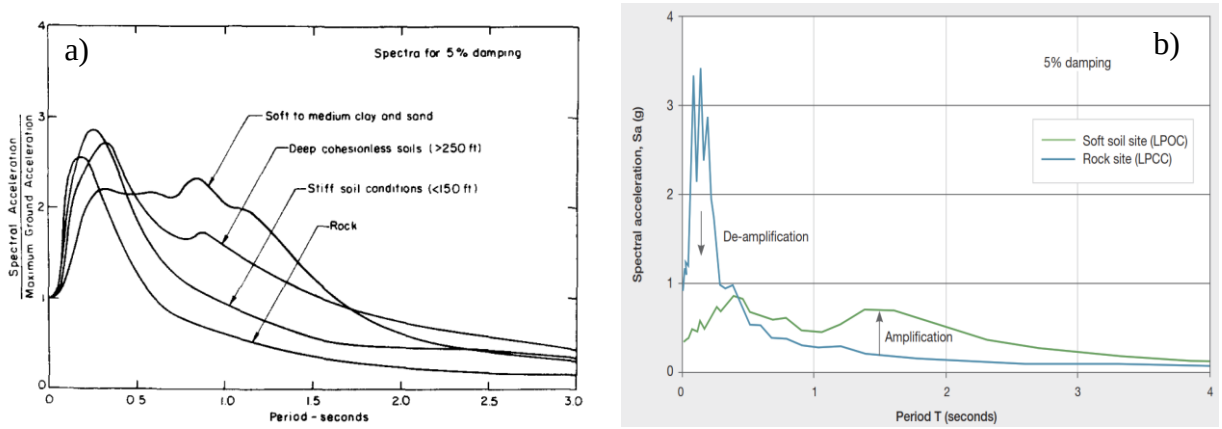


Figure 8-1. Amplification et atténuation spectrale a) Spectre de réponse pour différents types de sols b) Spectre de réponse à Lyttelton dans la roche et dans un sol mou (tirées de : a) Dobry et al., 1976; b) Canterbury Earthquakes royal commission, 2012)

Le niveau d'amplification dans les sols mous peut être très variable selon l'énergie des séismes, ce qui peut mener à des rapports d'amplification de 2.0 ou plus pour des séismes de faible énergie; certains ont aussi observé une atténuation, avec un rapport de 0.5 ou moins, pour des séismes de forte énergie (Afacan et al. 2014; NBC, 2015, tableau 8-1). En particulier, les sites avec une fondation composée de sols lâches (ou mous) peuvent présenter d'importantes amplifications pour des accélérations maximums (PGA) inférieures à 0.4g (Figure 8-2a). Pour de PGA plus élevés, il est typique d'observer une atténuation (Idriss, 1991). En raison de la présence de sols mous, les sites à distances moyennes ou élevées peuvent être plus largement affectés que les sites dans le roc avec des valeurs de PGA relativement plus élevées (Figure 8-2b) (Idriss, 1991). L'amplification sismique peut aussi être influencée par la topographie et la géométrie du bassin « basin-wedge amplification » (Kramer, 1996).

En plus des effets mentionnés précédemment, les conditions locales influencent les principales caractéristiques des séismes (e.g. énergie, contenu fréquentiel et durée), ce qui peut augmenter les dommages. Das et Chakrabortty (2020) ont par exemple observé que la réponse dynamique d'une colonne de sol (pulvérulent) peut être largement affectée par le contenu en énergie (*AI*) et le contenu fréquentiel (T_m), tandis que la durée ($D_{5\text{-}95}$) aurait peu d'impact.

La région du centre et du nord de l'Amérique du Nord (CENA) est caractérisée par la présence de sédiments fluvioglaciaires qui reposent sur une roche rigide, ce qui produit des contrastes

d'impédance prononcés qui peuvent provoquer des effets d'amplification importants à des périodes proches de la période fondamentale du site (Hashash et al. 2020). Ainsi, la hauteur et la rigidité de la colonne de sol exercent une influence importante sur la période où l'amplification est maximale, et ces effets peuvent s'avérer complexes à évaluer.

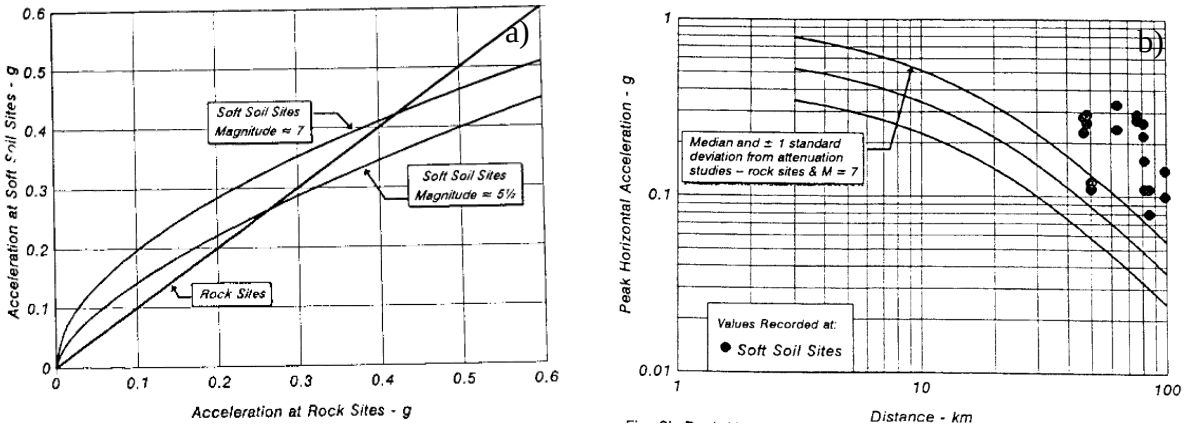


Figure 8-2. Influence de la présence de sols mous sur le PGA a) Variation du PGA pour des sols mous et du roc b) PGA vs. distance à l'épicentre pour des sites avec des fondations composées de sols lâches comparées à un modèle d'atténuation M_w=7 au roc (tirées de Idriss, 1991)

En conséquence, une structure sur une fondation de sols lâches (ou mous) peut normalement subir des intensités sismiques plus sévères qu'une structure fondée sur une fondation rigide ou le roc. Bien que l'amplification locale soit usuellement plus importante pour des sols lâches, elle peut également se produire dans certains sols rigides (Clough et al 1994).

L'amplification sismique du sol de fondation peut être évaluée à partir de modèles empiriques (e.g Humar, 2015; NBC, 2015; Harmon et al. 2019), en appliquant aux valeurs de référence (p. ex. au roc ou sol C) des facteurs d'amplification aux paramètres d'intensité sismique (e.g. PGA, PGV, Sa) selon la classification du site (Sol type A, B, C, D ou E; NBC, 2015) et l'intensité sismique (e.g. tableau 8-1 facteurs d'amplification pour le PGA, PGV, $Sa_{0.2s}$ et $Sa_{0.5s}$). La classification du site est fonction de la rigidité des matériaux et peut être mesurée à partir de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) (ou N_{60} et S_u) sur les premiers 30 m du sol (tableau 8-2).

Divers résultats présentés plus loin dans ce chapitre montrent l'influence du type de fondation sur l'amplification ou l'atténuation des paramètres d'intensité de séismes (p. ex. PGA, CAV) et le

volume de résidus liquéfiés à partir des simulations numériques de la réponse sismique d'un parc à résidus de 30 m de haut avec des pentes 11H :1V et 9H :1V. Deux types de fondations sont considérés : une fondation composée de till sous une argile silteuse (argile-till) et une fondation composée uniquement de till (till). Le niveau d'aléa sismique reste le même que dans les analyses du chapitre 6 qui est représentatif d'une région minière à risque sismique modéré où la méthode de rehaussement en amont est fréquemment utilisée.

Tableau 8-1 Facteurs d'amplification selon la classification du sol pour : a) PGA, b) PGV, c) Sa à une période de 0.2 s et d) Sa à une période de 0.5 s. Pour NBC (2015), le sol de référence est le sol classe C (NBC, 2015); voir tableau 1-2 pour les types de sol correspondant

Accélération maximale du sol (PGA)

Site Class	PGA_{ref}, g				
	≤0.1	0.20	0.30	0.40	≥0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.29	1.10	0.99	0.93	0.88
E	1.82	1.23	0.98	0.83	0.74

Vitesse maximale du sol (PGV)

Site Class	PGA_{ref}, g				
	≤0.1	0.20	0.30	0.40	≥0.5
A	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62
B	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.47	1.30	1.20	1.14	1.10
E	2.47	1.80	1.48	1.30	1.17

0.2 sec

Site Class	PGA_{ref}, g				
	≤0.1	0.20	0.30	0.40	≥0.5
A	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69
B	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.00	1.00	1.00	0.64	0.90
E	1.64	1.24	1.05	0.93	0.85

0.5 sec

Site Class	PGA_{ref}, g				
	≤0.1	0.20	0.30	0.40	≥0.5
A	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
B	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.47	1.30	1.20	1.14	1.10
E	2.47	1.80	1.48	1.30	1.17

Tableau 8-2 Classification du site en fonction du type et de la rigidité du sol de fondation (NEHRP, 2003)

Classe du site	Nom et type de sol	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement du sol, V_s (m/s)	Résistance à la pénétration standard, N_{60}	Résistance au cisaillement non drainée du sol, S_u
A	Roche dure	$V_s > 1500$	NA	NA
B	Roche	$760 < V_s \leq 1500$	NA	NA
C	Sol très dense et roche tendre	$360 < V_s < 760$	$N_{60} > 50$	$S_u > 100$kPa
D	Sol raide	$180 < V_s < 360$	$15 \leq N_{60} \leq 50$	$50 < S_u \leq 100$kPa
E	Sol mou	$V_s < 180$	$N_{60} < 15$	$S_u < 50$kPa
E		Tout profil avec plus de 3 m de sol avec les caractéristiques suivantes: - Indice de plasticité PI > 20 - Teneur en eau w ≥ 40%, et -résistance non drainée $S_u < 25$ kPa		
F	Autres	Évaluation spécifique du site requise		

8.2 Méthodologie

8.2.1 Configuration du parc à résidus

Le parc à résidus analysé est composé d'une digue d'amorce et de digues construites en amont avec des stériles miniers. L'épaisseur du dépôt de résidus miniers est de 30 m et l'analyse a été réalisée pour des pentes globales de 11H :1V et 9H :1V. Une berme stabilisatrice est située en aval de la digue d'amorce afin d'obtenir des facteurs de sécurité statiques acceptables lorsque la fondation est argileuse; la fondation a une épaisseur qui varie entre 10 et 15 m. Deux scénarios ont été considérés pour évaluer la réponse dynamique du parc : a) fondation d'argile-till (Figure 8-3a) et b) fondation de till (Figure 8-3b). La fondation argileuse du parc à résidus est composée en amont par une argile normalement consolidée (NC) sous le parc et en aval (et en partie sous la digue) par une argile (OC) qui reste sur-consolidée.

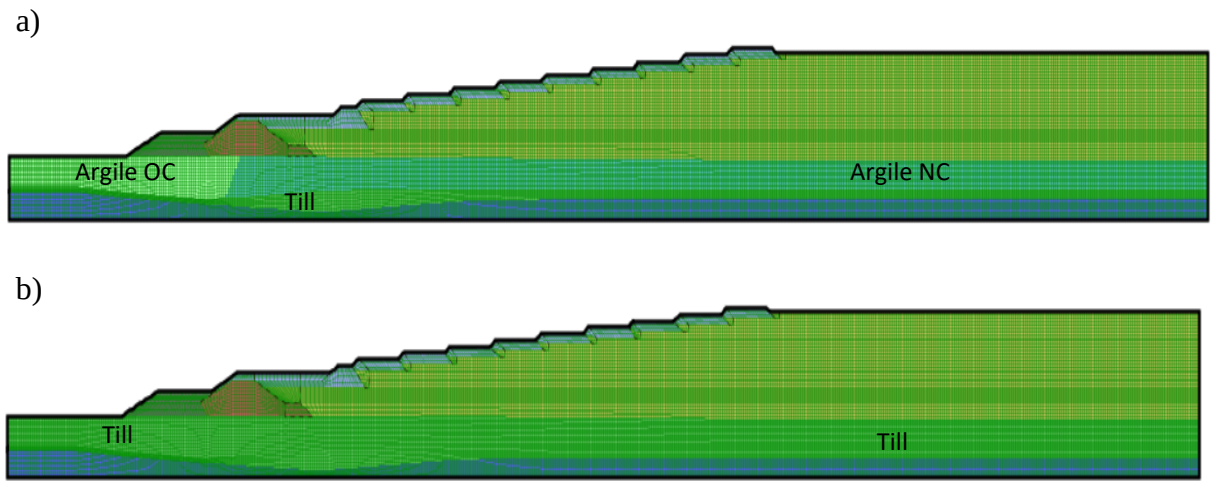


Figure 8-3. Modèle conceptuel de la configuration et de la fondation du parc à résidus a) fondation d'argile et de till b) fondation de till

8.2.2 Analyse numérique du parc à résidus

L'analyse numérique a suivi la même procédure établie dans les chapitres 6 et 7 pour les deux étapes : i) équilibre hydraulique et statique, ii) analyse dynamique. L'analyse post-sismique n'a pas été réalisée ici. Les analyses ont été effectuées à l'aide du logiciel FLAC 8.0 (Itasca, 2016).

8.2.2.1 Phase statique

La nappe phréatique du parc à résidus a été positionnée à la surface des résidus, ce qui représente la condition la plus critique face à la stabilité et aussi les conditions de la plupart des parcs à résidus pendant les opérations de la mine. Les déplacements le long des frontières de chaque côté du modèle ont été fixés horizontalement et dans la partie inférieure les déplacements sont fixés horizontalement et verticalement pendant la phase statique, qui mène à l'équilibre de contraintes et des pression interstitielles. Les matériaux ont été modélisés avec la loi de comportement elasto-plastique Mohr Coulomb à l'exception du socle rocheux qui a été modélisé avec un comportement élastique.

Les propriétés statiques des matériaux comme le stérile minier, les résidus miniers et le till, sont les mêmes que celles indiquées dans le chapitre 7 (tableau 7-1). L'argile silteuse (*NC* et *OC*), lors de l'analyse statique, correspond aux valeurs du tableau 8-3 qui ont été définies à partir d'études

précédentes (Golder, 2018a, 2019). Un coefficient de Poisson ν de 0,3 a été utilisé pour estimer le module de compressibilité *K*.

Tableau 8-3 Paramètres de l'argile silteuse dans la phase statique

Propriétés	Argile silteuse NC	Argile silteuse OC
Densité sèche, ρ_d (Mg/m3)	1.2[4]	1.12[4]
Angle de frottement effectif, ϕ' (°)	-	-
Rapport de la cohésion, S_u/σ'_v	0.23[1,2]	0.4[1,2]
Porosité, *n*	0.55	0.58
Module de cisaillement, G (kPa)	Var[1,3].	Var[1,3].
Conductivité hydraulique (m/s)	6x10^{-9}	6x10^{-9}

[1]Phase statique uniquement

[2]Une valeur minimale de 30kPa (*NC*) et 50kPa (*OC*)

[3]Le module de cisaillement est calculé à partir des contraintes et du coefficient de module de cisaillement G_o

[4]La densité du sol *OC* est supérieur à celle du sol *NC* car initialement le sol est en condition *OC*, pour l'amener à la condition *NC* un incrément de contraintes est nécessaire (diminution de l'indice de vides)

8.2.2.2 Phase dynamique

Les propriétés dynamiques des matériaux comme le stérile minier, les résidus miniers et le till sont les mêmes que celles indiquées dans les chapitres 6 et 7. Les résidus miniers ont été modélisés en suivant la procédure présentée dans les chapitres 6 et 7 avec le modèle PM4Sand (Boulanger et Ziotopoulou, 2017), ainsi qu'avec un indice de densité (ou indice des vides) qui varie en fonction de la contrainte verticale (Éq. 6-1). L'indice de densité obtenu pour le parc à résidus modélisé de 30 m de hauteur varie entre 40% et 57%.

Le comportement dynamique de l'argile silteuse a été modélisé avec le modèle PM4Silt (Boulanger et Ziotopoulou, 2018). Les paramètres du modèle calibré sont présentés au chapitre 5 pour chaque état de l'argile silteuse (*NC* et *OC*) et sont résumés dans le tableau 8-4. Lorsque les contraintes verticales dans la fondation sont faibles, le rapport sélectionné donne des valeurs de $S_{u,cs,eq}$ inférieures aux valeurs mesurées. En effet, la résistance minimale de l'argile *OC* et *NC* a été évaluée à 50 kPa et 27.5 kPa respectivement. Le modèle PM4Silt permet d'introduire directement la valeur de $S_{u,cs,eq}$; par conséquent, quand la contrainte verticale, σ'_v, est inférieure à 125kPa (valeur plus

faible du σ'_p ou σ'_v) la résistance au cisaillement non drainée prend directement une valeur de 50 kPa (*OC*) et 27.5 kPa (*NC*).

Tableau 8-4 Paramètres calibrés du modèle PM4Silt de l'argile silteuse utilisés dans les simulations (voir chapitre 4 pour les détails)

Paramètre	Symbole	Valeurs calibrées NC	Valeurs calibrées OC
Résistance au cisaillement non drainé	$S_{u,cs,eq}/\sigma'_v$	0.22	0.40
Coefficient du module de cisaillement	G_o	570	710
Paramètre de taux de contraction	h_{po}	13	15
Exposant du module de cisaillement	n_G	0.6	0.6
Rapport du module plastique	h_o	0.4	NA
Indice de vides initial	e_0	1.25	1.4
Pente de la ligne d'état critique	λ	0.19	0.19
Paramètre de délimitation côté humide	n^{bwet}	0.85	NA
Terme de microstruture	z_{max}	3.0	25
Paramètre d'évolution de la microstructure	c_z	50	110
Facteur de taux d'accumulation de déformation	c_ε	NA	0.25
Angle de frottement à l'état critique (°)	ϕ'_{cv}	30	30

NA : valeur par défaut utilisée (c_ε 0.5 à 1.3 f(S_u/σ'_v)

Le modèle Sig3 (Itasca, 2016) a été utilisé pour simuler la dégradation du module de cisaillement et l'amortissement pour tous les matériaux autres que les résidus, l'argile et le substratum rocheux. Les valeurs par défaut pour les matériaux granulaires ont été utilisées pour la fondation de till. Un rapport d'amortissement de Rayleigh en fonction de la rigidité et de la masse de 0,5%, centré sur la fréquence prédominante du séisme, a été attribuée à tous les matériaux (Itasca, 2016; Boulanger et Ziotopoulou, 2018).

8.2.3 Accélérogrammes sélectionnés

Certains accélérogrammes présentés dans le chapitre 6 ont été utilisés pour simuler l'influence de chaque type de fondation. Au total, cinq accélérogrammes de basse fréquence et cinq de haute fréquence (tableau 8-5) ont été utilisés. Les accélérogrammes ont été mis à l'échelle avec une Intensité d'Arias (*AI*) de 0.125 ; les principaux avantages liés à l'utilisation de *AI* comme paramètre de normalisation sont décrits au chapitre 6. La valeur de l'*AI* et la magnitude des séismes (M_w) choisies sont représentatives de l'aléa sismique de la zone géographique considérée ici (voir chapitre 6).

Tableau 8-5 Paramètres de séismes de basse fréquence et haute fréquence sélectionnées mis à l'échelle (Atkinson, 2009; Ancheta et al., 2013; Goulet et al., 2014; CGC, 2019)

Séisme	Accélérogramme	$V_{s\,(30)}$ (m/s) Ou condition du sol	M_w	Distance (km)	CAV (m/s)	$D_{5\text{-}95}$ (s)	PGA (m/s^2)	F_{pred} (Hz)	T_m (s)
Séismes de haute fréquence									
Saguenay	S49	2000	5.9	92	2.3	9.8	1.60	8.3	0.19
Nahanni	ENT	Roc	6.8	7	1.8	4.5	1.69	16.7	0.28
Atkinson 7.0	42-2	Roc	7.0	94	2.3	7.6	1.16	16.7	0.24
Chichi	1518	887	7.6	94	3.8	21.6	0.80	10.0	0.56
Tottori	3920	1047	6.6	70	3.3	16.8	0.83	10.0	0.38
Séismes de basse fréquence									
Loma Prieta	804	1020	6.9	63	3.1	11.3	0.87	4.2	0.60
Northridge	1709	1015	5.3	22	2.3	8.2	1.21	2.1	0.32
San Fernando	80	969	6.6	22	2.7	10.7	0.99	3.8	0.27
Morgan	455	1428	6.2	15	2.3	8.3	1.40	7.0	0.23
Kocaeli	1165	811	7.5	7	2.8	12.0	0.89	4.2	0.58

Les spectres moyens obtenus avec les accélérogrammes mis à l'échelle pour l'*AI* retenu pour chaque type de fréquence montrent qu'ils sont assez proches de l'aléa sismique utilisé pour la région de Val-d'Or pour une période de retour de 10,000 ans (Figure 8-4). Comme vu au chapitre 7, les accélérogrammes de basse fréquence ont un pic légèrement plus haut et des accélérations spectrales légèrement supérieures pour des périodes plus grandes que 0.1 s.

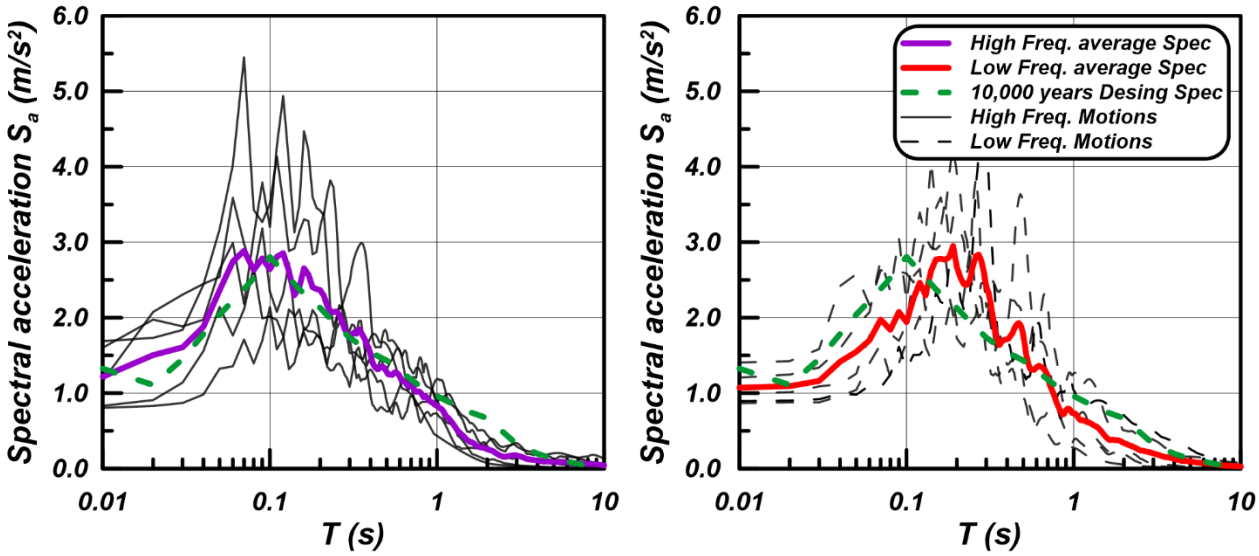


Figure 8-4. Spectre de conception pour la région de Val-d'Or pour une période de retour de 10,000 ans (Golder, 2018b), avec les spectres moyens et individuels ajustés pour les séismes sélectionnés, a) Haute fréquence b) Basse fréquence

8.3 Comportement sismique du parc à résidus

De manière similaire aux analyses présentées dans les chapitres précédents, la performance de chaque modèle est caractérisée à la fin de la simulation par le volume relatif de liquéfaction des résidus (pourcentage), défini comme le volume de résidus liquéfiés divisé par le volume total de résidus dans la zone située sous la pente et sur toute la hauteur des résidus à une distance d'une fois la hauteur des résidus à partir de la crête, et par le déplacement critique qui est défini comme le volume déplacé horizontalement d'au moins 1,0 m (Jibson, 2011, Ferdosi et al., 2015a,b). L'influence du type de fondation sur le comportement du parc à résidus a été analysée principalement à partir des deux paramètres mentionnés ci-dessus. L'impact du type de fondation sur les paramètres de performance a aussi été analysé spécifiquement à partir de l'amplification (ou atténuation) sismique par l'analyse du spectre d'accélération et des paramètres sismiques.

8.3.1 Comportement du parc à résidus selon le type de fondation et la fréquence

La simulation de la réponse du parc pour les deux types de sol de fondation et pour les deux pentes analysées montre que les déformations se produisent principalement dans les résidus miniers au

long de la pente avec des valeurs maximales dans la partie centrale. Le parc à résidus, avec une fondation d'argile-till pour les séismes de haute fréquence, présente des déplacements maximaux qui sont relativement faibles qui varient de 0.1 à 1.2m, à exception de l'accélérogramme Chichi1518 qui induit un déplacement maximal de 6.5 m à la fin de la simulation. Les séismes de basse fréquence produisent des déplacements maximaux plus importants qui varient de 0.8 à 7.5m, à exception de l'accélérogramme Morgan qui induit un déplacement maximal de 0.4 m à la fin de la modélisation.

La réponse simulée du parc avec une fondation du till indique clairement que cette fondation plus rigide augmente considérablement les déplacements obtenus à la fin de la simulation (table 8-6 et Figure 8-5 et 8-6) avec des valeurs qui varient de 0.9 à 7.5 m pour des séismes de haute fréquence et de 3.3 à 8.5m pour des séismes de basse fréquence.

Table 8-6 Plage et valeurs moyennes des déplacements maximaux pour des parcs à résidus avec des pentes de 11H:1V et 9H:1V avec une fondation d'argile-till et du till soumis à des séismes de haute et basse fréquence

	Fondation argile-till		Fondation till	
	Pente 11H:1V	Pente 9H:1V	Pente 11H:1V	Pente 9H:1V
Haute fréquence				
Intervalle de déplacements maximaux (m)	0.1-5.0	0.1-6.5	0.9-5.5	2.5-7.5
Déplacements maximaux moyens (m)	1.2	1.7	2.6	4.3
Basse fréquence				
Intervalle de déplacements maximaux (m)	0.4-6.5	0.9-9.0	3.3-7.5	5.0-8.5
Déplacements maximaux moyens (m)	3.2	4.7	5.0	6.3

Les déformations dans la fondation sont limitées pour les deux types de fondations et les pentes analysées. La déformation en cisaillement dans l'argile est inférieure à 3% dans la plupart de simulations; dans les analyses où une déformation supérieure à 3% a été observée, cette déformation n'est observée que sur un nombre réduit d'éléments en aval de la digue, à l'exception de l'analyse faite avec l'accélérogramme Loma Prieta (pente 9H :1V) où une surface de glissement semble de créer avec des éléments montrant une déformation au cisaillement supérieure à 3% sous la digue et la berme. Les éléments avec une déformation au cisaillement égale ou supérieure à 3% sont des éléments qui peuvent subir du ramollissement cyclique ; comme le soulignent Idriss et

Boulanger (2008) une déformation au cisaillement de 3% est la valeur utilisée pour définir la rupture cyclique.

En ce qui concerne les pressions interstitielles en excès, des valeurs de r_u élevées, qui indiquent une liquéfaction (r_u>0.8), sont observées sous la pente du parc à résidus dans la plupart des simulations réalisées. En général, le volume de résidus liquéfiés à l'intérieur du parc à résidus est plus faible pour une fondation d'argile-till que pour une fondation de till. De plus, tel que présenté dans les chapitres 6 et 7, même si l'énergie sismique d'entrée est la même, le volume de résidus liquéfiés (donc aussi les déplacements) à l'intérieur du parc à résidus soumis à des séismes de basse fréquence est plus élevé que pour les séismes de haute fréquence (Figure 8-5 et 8-6). La valeur de r_u dans la fondation d'argile-till est normalement faible (0.3 à 0.4) sur la partie en amont du premier rehaussement et en aval de la digue (contraintes plus faibles). La fondation du till montre des valeurs r_u très faibles à l'intérieur du parc et similaires à la fondation d'argile- till en aval de la digue.

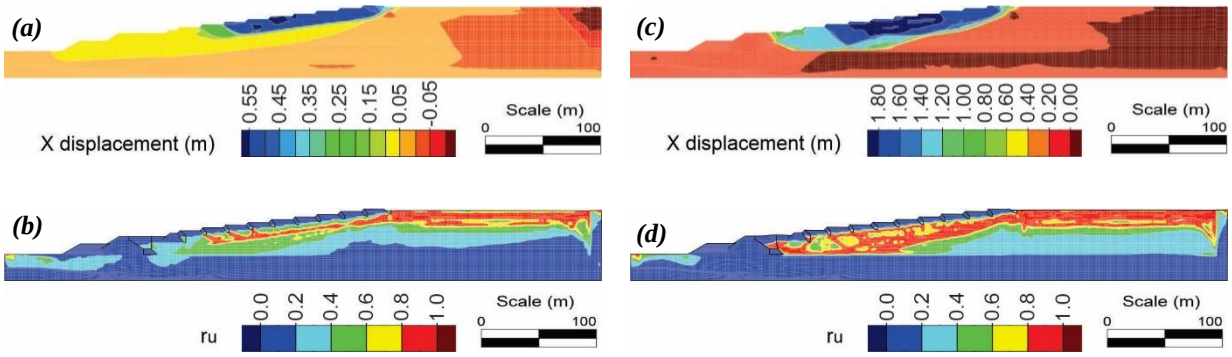


Figure 8-5. Résultats simulés pour un séisme à haute fréquence (Nahanni) sur le parc à résidus avec une pente de 11H:1V et une fondation composée d'argile et till (à gauche) et une fondation composée du till (à droite) a) et c) Déplacements horizontaux (le long de l'axe X) et b) et d) rapport de la pression interstitielle maximale r_u, contours à la fin de la phase sismique

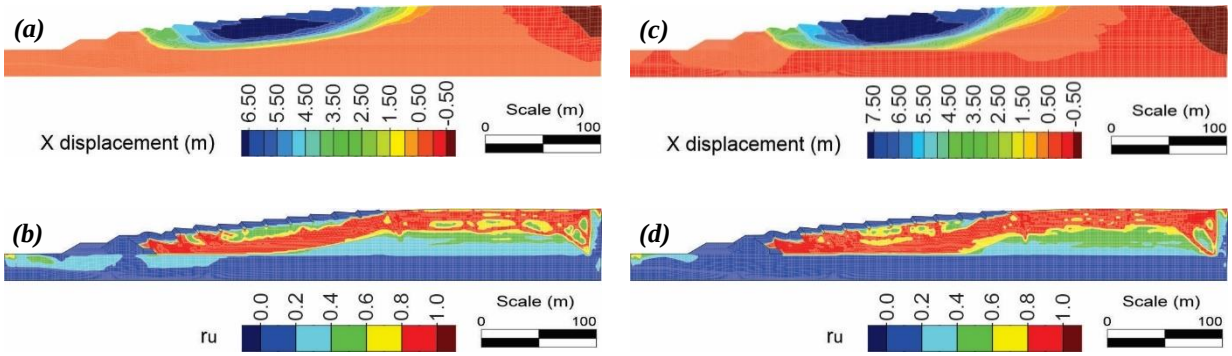


Figure 8-6. Résultats simulés pour un séisme à basse fréquence (Loma) sur le parc à résidus avec une pente de 11H:1V et une fondation composée d'argile et till (à gauche) et une fondation composée du till (à droite) a) et c) Déplacements horizontaux (le long de l'axe X) et b) et d) rapport de la pression interstitielle maximale r_u, contours à la fin de la phase sismique

Le volume relatif de résidus liquéfiés avec la fondation d'argile-till pour des séismes de haute fréquence varie de 2 à 21% (à exception de l'accélérogramme Chichi1518 qui induit un volume relatif de résidus liquéfiés de 52%), avec une valeur moyenne de 17%, tandis que pour les séismes de basse fréquence le volume relatif de résidus liquéfiés varie de 40 à 62% (à exception de l'accélérogramme Morgan et San Fernando qui induisent un volume relatif de résidus liquéfiés de 11 et 15% respectivement), avec une moyenne de 37% (Figure 8-7, Annexe F). De plus, la profondeur de la zone de liquéfaction est normalement moins profonde pour les séismes de haute fréquence que pour les séismes de basse fréquence (Figures 8-5b et 8-6b). La fondation en till provoque une plus grande valeur de r_u (Figure 8-5 et 8-6), et par conséquence une augmentation du volume relatif de résidus liquéfiés avec des valeurs qui varient de 23 à 57% (moyenne de 42%) pour des séismes de haute fréquence et de 40 à 72% (moyenne de 56%) pour ceux de basse fréquence (Figure 8-7, Annexe F).

Comme indiqué dans les résultats de la figure 8-7, l'augmentation du volume de résidus liquéfies due au changement du type de fondation, d'argile-till à till, est plus marqué pour les séismes de haute fréquence que pour les séismes de basse fréquence, avec une augmentation moyenne de 145% et 51% respectivement (pour une même intensité Arias). La valeur du PGA est un peu plus élevée en moyenne pour les séismes à haute fréquence que pour les séismes à basse fréquence. Un changement de la pente externe du parc à résidus (de 11H :1V à 9H :1V) a ici une influence plus

limitée sur le volume relatif de résidus liquéfies que le type de la fondation; une pente plus abrupte pourrait toutefois engendrer des effets plus prononcés.

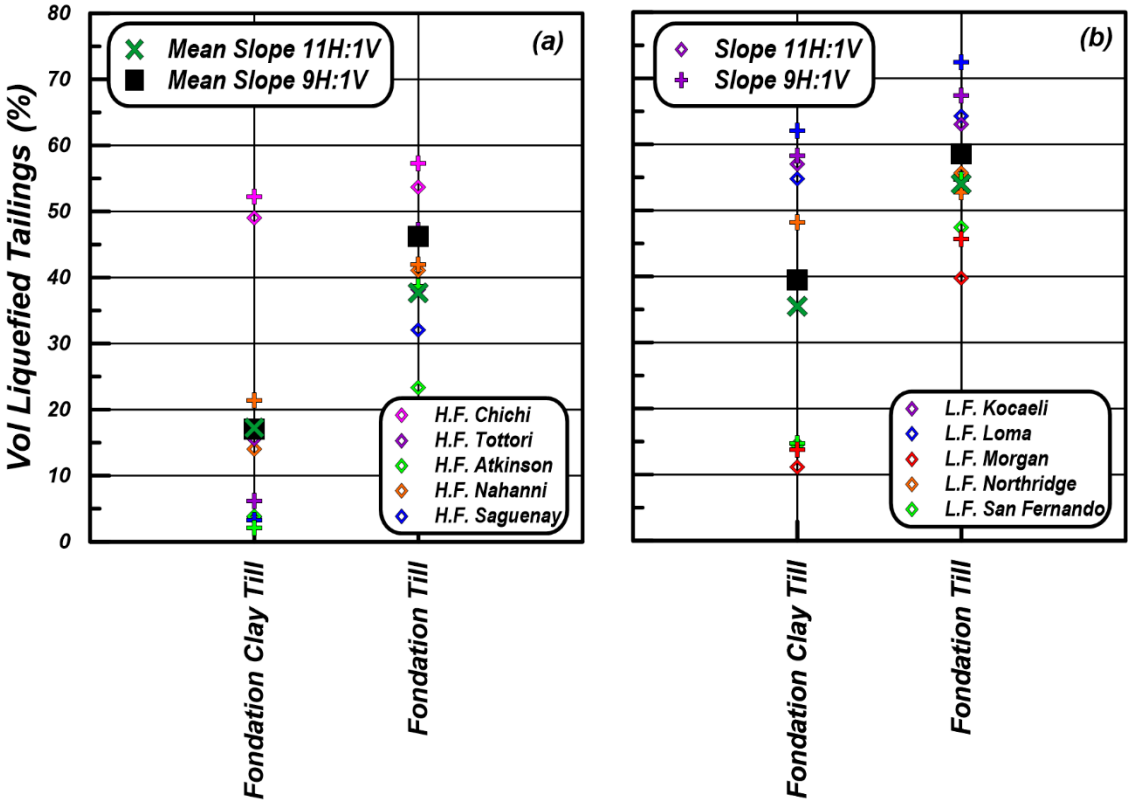


Figure 8-7. Comparaison du volume relatif de résidus liquéfiés pour une hauteur du parc à résidus de 30 m avec une fondation d'argile-till et de till, pour des pentes de11H:1V et de 9H:1V pour des séismes de a) haute fréquence, *H.F.* et b) basse fréquence *L.F.*

Les déplacements sont généralement liés au volume de résidus liquéfiés (chapitres 6 et 7). Les surfaces de rupture et les zones avec les valeurs de r_u élevées (Figure 8-5 et 8-6) présentent des formes similaires et ces résultats montrent que plus la zone est grande plus les déplacements sont grands. La Figure 8-8 qui montre le volume relatif liquéfiés et le déplacement maximal obtenus à la fin des séismes, indique qu'un parc à résidus avec une fondation d'argile-till présente généralement des déplacements et un volume relatif de résidus liquéfiés inférieurs à ceux obtenus avec un parc avec une fondation de till. Cependant, les déplacements peuvent continuer à évoluer avec une même tendance linéaire, même si le type de fondation est différent, pour les deux types de fréquences sismiques et les pentes analysées (Figure 8-8). La condition pour obtenir des déplacements inférieurs au déplacement critique (de 1.0m) est d'environ 15% du volume, ce qui est similaire aux valeurs montrées dans les chapitres précédents. Les résultats montrent aussi que

si la fondation du parc n'est pas affectée par le séisme (pas de liquéfaction ou ramollissement cyclique), le volume relatif de résidus liquéfiés pourrait être estimé avec l'équation développée au chapitre 6 (équation 6-2), si les paramètres sismiques inclus dans l'équation pour la partie supérieure de la fondation (frontière fondation- résidus) sont connus. L'ensemble des résultats sur l'incrément des déplacements et le volume de résidus liquéfiés indique, pour les conditions particulaires analysés ici, qu'un parc à résidus avec la fondation de till pourrait entrainer un risque plus élevé d'obtenir une condition instable pendant la phase sismique (ou post sismique).

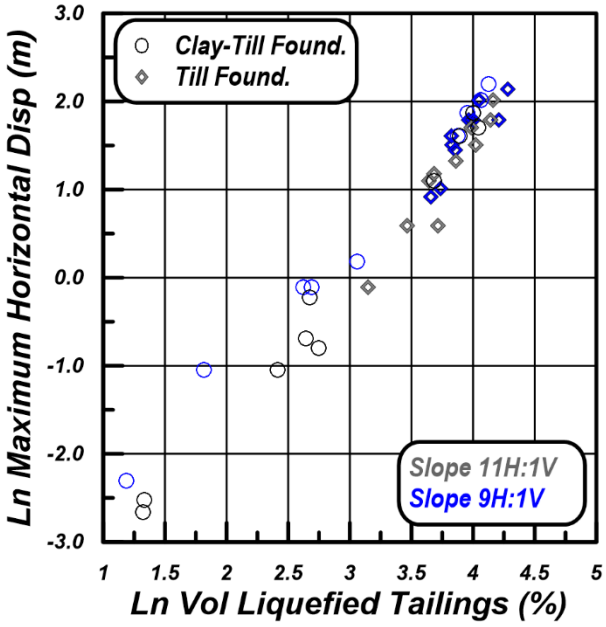


Figure 8-8. Relation entre le volume relatif de résidus liquéfiés (pentes 11H:1V et 9H:1V), pour les séismes à haute et basse fréquence, et le déplacement horizontal maximal

8.3.2 Amplification du spectre et des paramètres sismiques

8.3.2.1 Vitesse moyenne des ondes de cisaillement

La rigidité d'un site (et de sa fondation) et sa propension à amplifier ou atténuer les ondes sismiques sont généralement définies sur la base de corrélations empiriques avec la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres de sol, V_{s30} (NCB, 2015). L'épaisseur de la fondation du parc à résidus modélisé est inférieure à 30 m, ce qui implique la contribution de la roche beaucoup plus rigide pour le calcul du V_{s30}. À partir d'analyses de réponse de site, Anbazhagan et al. (2013) ont montré que le V_{s30} n'est pas toujours un bon paramètre pour

estimer l'amplification sismique des sites où la roche est peu profonde; lorsque la roche est prise en compte pour le calcul de V_s, la classification du type de sol résulte en une classe beaucoup plus rigide que si la roche n'est pas prise en compte. Ainsi, lorsque la roche est considérée pour la classification du sol, les effets d'amplification peuvent être sous-estimés avec l'utilisation de facteurs d'amplification donnés par les codes pour des sols plus rigides (Nikolaou et al. 2014). Pour des sites avec des fondations de faible épaisseur (H<30m), il est recommandé de réaliser la classification du type de sol avec la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, sans considérer la roche pour des sites avec des contrastes d'impédance prononcés (Gajer et al., 2008).

La vitesse moyenne des ondes de cisaillement, V_s, des sols de la fondation (calculé comme $H_{column}/\sum \frac{H_{couche}}{Vs_{couche}}$, Wair et al. 2012) a été donc déterminé en tenant compte uniquement de l'épaisseur de sols de fondations (argile et till) (annexe, F). La vitesse moyenne obtenue pour la fondation d'argile-till est de 197 m/s et pour la fondation de till de 400 m/s. Par conséquent, la fondation d'argile-till est classe D et la fondation du till est classe C (NEHRP, 2003, Tableau 8-2).

Il est prévu donc, en raison du type de sol et l'intensité sismique analysés, que l'amplification sismique moyenne soit supérieure pour le parc à résidus avec la fondation d'argile-till, ce qui indiquerait que cette fondation produira des signaux plus intenses (dont plus de liquéfaction) que la fondation du till (Tableau 8-1, NBC, 2015). Cependant, les résultats (Figure 8-7) montrent le cas contraire, mais il est important de tenir compte que les courbes de dégradation du module de cisaillement et de l'amortissement prises dans cette recherche (Figure 8-9a,b) indiquent que l'argile de la fondation (*OC et NC*) dégrade un peu plus rapidement le module de cisaillement que le till de la fondation en donnant aussi un amortissement supérieur, ce qui peut entraîner une plus grande atténuation sismique de la fondation d'argile-till.

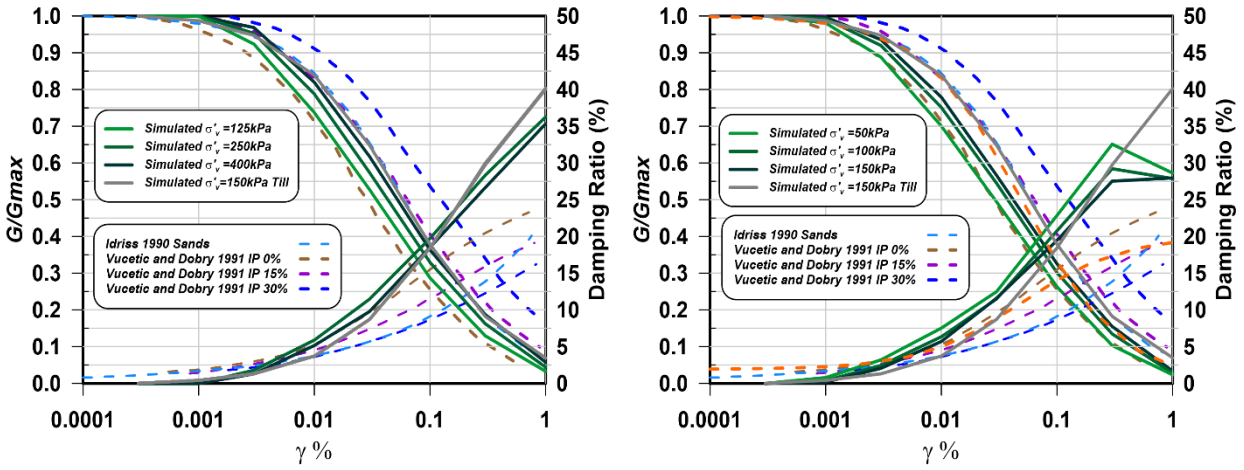


Figure 8-9. Courbes empiriques de la réduction du module de cisaillement et du rapport d'amortissement par rapport à la réponse modélisée sur un élément (FLAC) en condition non drainée avec PM4Silt pour les argiles *NC et OC* et Mohr Coulomb pour le Till dans des tests cycliques à déformation contrôlée (DSS) a) État *NC et Till* b) État *OC et Till*

8.3.2.2 Amplification et atténuation spectrales

L'amplification ou l'atténuation moyenne pour les deux types de fondation est calculée pour chacune des positions indiquées à la Figure 8-10 à partir des spectres des réponses qui ont été obtenus des accélérogrammes à la fin de la simulation. L'amplification ou l'atténuation est déterminée par le rapport entre le spectre d'entrée moyen (cinq séismes) et le spectre moyen, obtenu dans le dernier élément de la fondation (frontière fondation- résidus) (Eq 8-1, Li et al. 2020) (Figure 8-10). Ceci permet d'évaluer la réponse moyenne de chaque type de fondation en fonction de la période spectrale, et de d'analyser pourquoi la fondation du till tend à produire un plus grand volume de résidus liquéfiés dans le parc.

$$Spectral\ ratio\ S_a = \frac{PSA_{Fondation}}{PSA_{Entrée}} \qquad 8\text{-}1$$

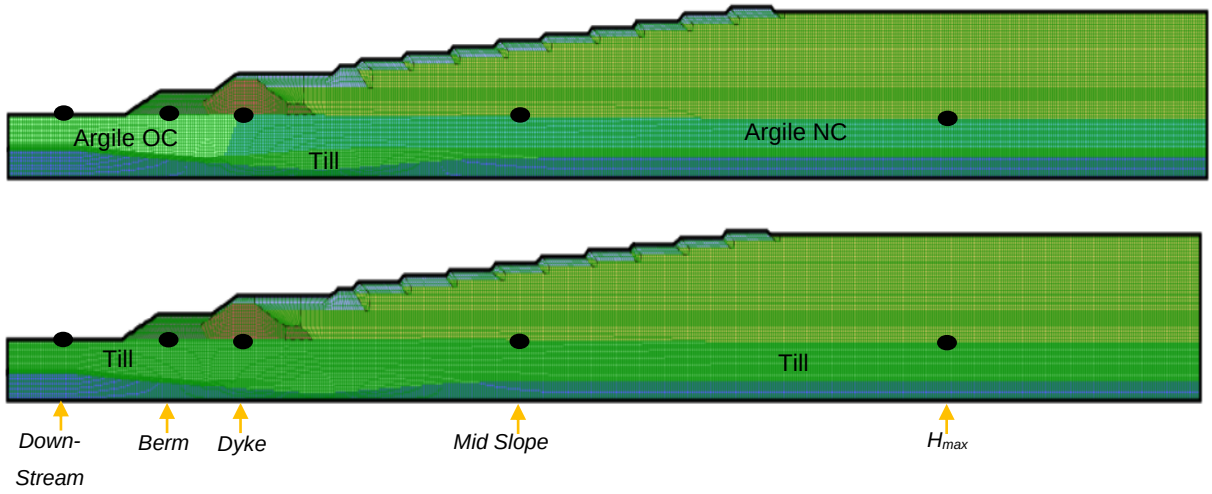


Figure 8-10. Positions où la vitesse moyenne des ondes de cisaillement et la fréquence naturelle moyenne de la colonne de sol ainsi que les paramètres sismiques ont été calculés pour le parc à résidus avec une pente de 11H:1V

L'analyse des spectres moyens des cinq séismes (Figure 8-11) montre que la réponse dans la fondation est similaire pour les séismes de hautes et basses fréquences. Les spectres indiquent que dans la fondation les rapports d'amplification de la fondation du till sont plus grands pour presque toutes les positions dans la fondation du parc à résidus (à l'exception de la position en aval), pour des périodes courtes et moyennes. À de longues périodes (à partir d'environ un période de 0.6 s), une tendance inverse se produit, mais avec des rapports d'amplification faibles. Dans la fondation d'argile-till, bien que présente une amplification spectrale plus faible que la fondation de till, il n'y a pas eu d'atténuation (ou très peu) à l'exception des positions de la berme et la digue où des atténuations se sont produites à de périodes faibles à intermédiaires (0.01 à 0.4) (Figure 8-11). La plus grande augmentation d'énergie du spectre pour la fondation de till expliquerait donc le volume de résidus liquéfiés plus important. L'énergie des séismes modélisés dans cette étude peut être classifiée comme faible à moyenne; l'amplification obtenu est semblable avec ce qui a été rapporté par Afacan et al. (2014).

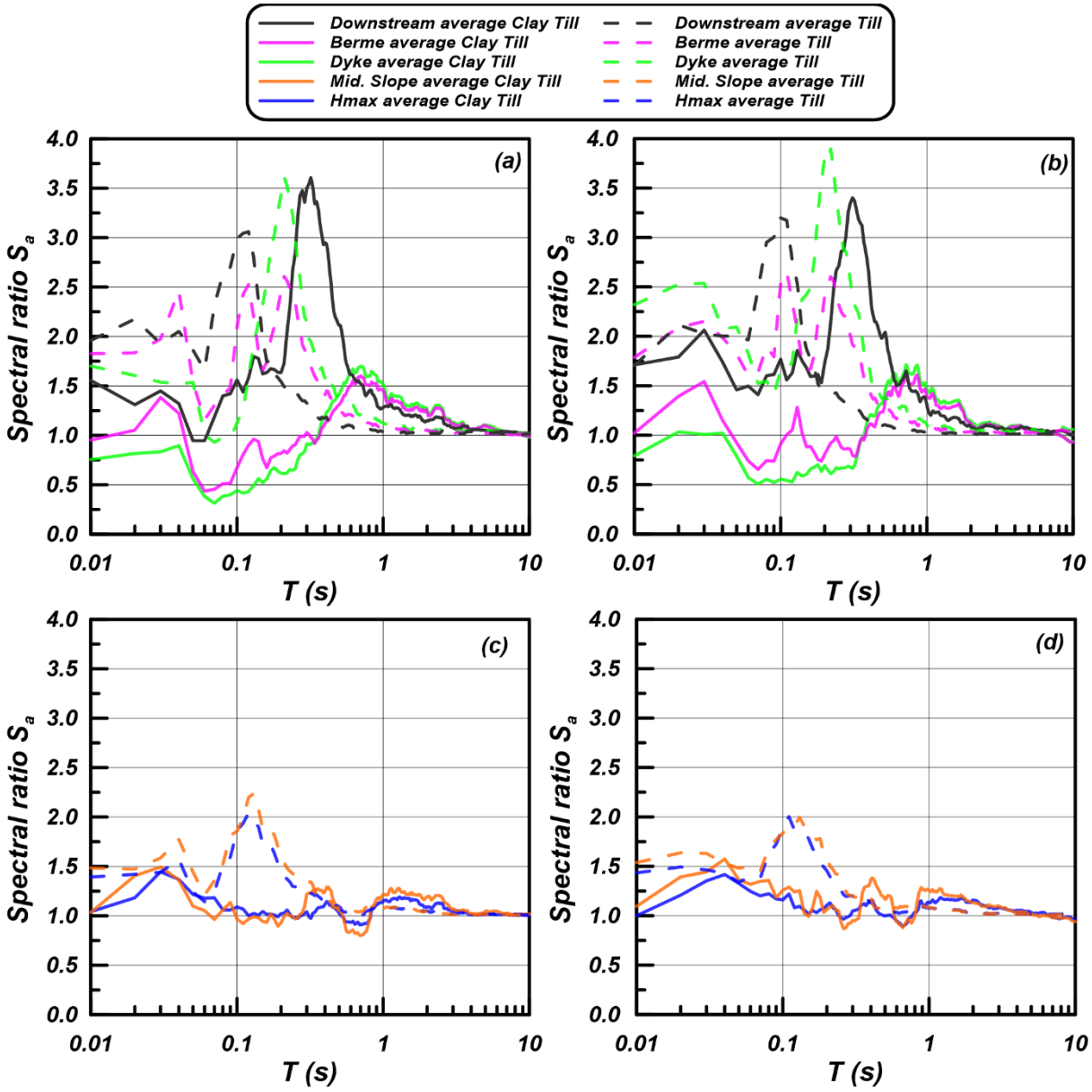


Figure 8-11. Comparaisons du ratio des spectres moyens mesurés pour chaque type de fondation à différentes positions dans le parc à résidus a) et b) En aval, berme et digue, c) et d) Mi-pente et à H_{max} avec une pente 11H:1V pour de séismes de haute fréquence (gauche) et basse fréquence (droite) sismique

8.3.2.3 Amplification et atténuation des paramètres sismiques

L'amplification du spectre est plus significative pour le modèle simulé avec la fondation de till en comparaison avec celle avec la fondation d'argile-till (où l'amplification est faible). L'effet du type de fondation sur les paramètres sismiques est observé aussi bien sur les mesures d'intensité cumulées (*AI, CAV*) que sur les mesures d'intensité maximales (*PGA*) et la période moyenne (T_m). Les rapports individuels et moyennes de paramètres d'intensité précédents ont été calculés à partir des accélérogrammes enregistrés dans le dernier élément de la fondation (frontière fondation-résidus) (Figure 8-12) du parc à résidus avec un pente 11H :1V dans les mêmes positions que les spectres d'accélération (Figure 8-10). Ceci permet aussi d'évaluer l'amplification ou l'atténuation moyenne de chaque paramètre d'intensité et l'effet sur la période moyenne.

La fondation d'argile-till en aval de la digue (conditions de champ libre) présente une plus forte amplification, pour les deux types de fréquences et pour tous les paramètres cumulés analysés que la fondation du till (Figure 8-12). Pour les autres positions, la fondation du till dans tous les paramètres d'intensité et pour les deux types de fréquence analysés présentent une plus grande amplification. Alors, la fondation du till avec des amplification plus fortes provoque que l'intensité sismique imposée aux résidus miniers soit supérieur qu'avec la fondation d'argile-till dans les positions à l'intérieur du parc (Mi-pente et H_{max}). En conséquence, comme vu à la section 8.3.1, la fondation de till occasionne un plus grand volume de résidus liquéfiés. Les résultats indiquent aussi que pour les paramètres étudiés, l'amplification à l'intérieur du parc pour les séismes de haute et de basse fréquence est très similaire.

L'effet du type de fondation sur le contenu fréquentiel des accélérogrammes est analysé à partir de la période moyenne, $T_{m,}$ (Figure 8-12d) qui est la moyenne des périodes du spectre de Fourier (Rathje et al. 1999). Rathje et al. (2014) ont développé, à partir des analyses de réponse de site 1D, un modèle d'estimation du coefficient sismique maximal, k_{max}, qui correspond à l'accélération équivalente horizontale maximale divisée par la gravité, *MHEA/g* (Bray et Rahje, 1998). Ils indiquent que le niveau de chargement sismique est généralement plus faible avec l'incrément du rapport T_s/T_m parce que le coefficient sismique maximal k_{max} diminue avec l'incrément de $T_s/T_{m.}$ Les résultats de cette simulation montrent que la valeur T_m dans les positions à l'intérieur du parc diminue légèrement pour la fondation d'argile-till et diminue considérablement sur la fondation de till. Une diminution plus prononcée de la valeur de T_m dans la fondation de till provoque une

augmentation relative plus marquée du rapport T_s/T_m que celle obtenue pour la fondation d'argile-till avec l'accélérogramme d'entrée. La fondation d'argile-till avec une rigidité plus faible que la fondation de till, donne de rapports de T_s/T_m plus grands. En conséquence, les chargements sismiques sont plus intenses pour la fondation de till avec un rapport T_s/T_m plus petit et produisent des amplifications spectrales et de paramètres sismiques plus critiques pour le parc.

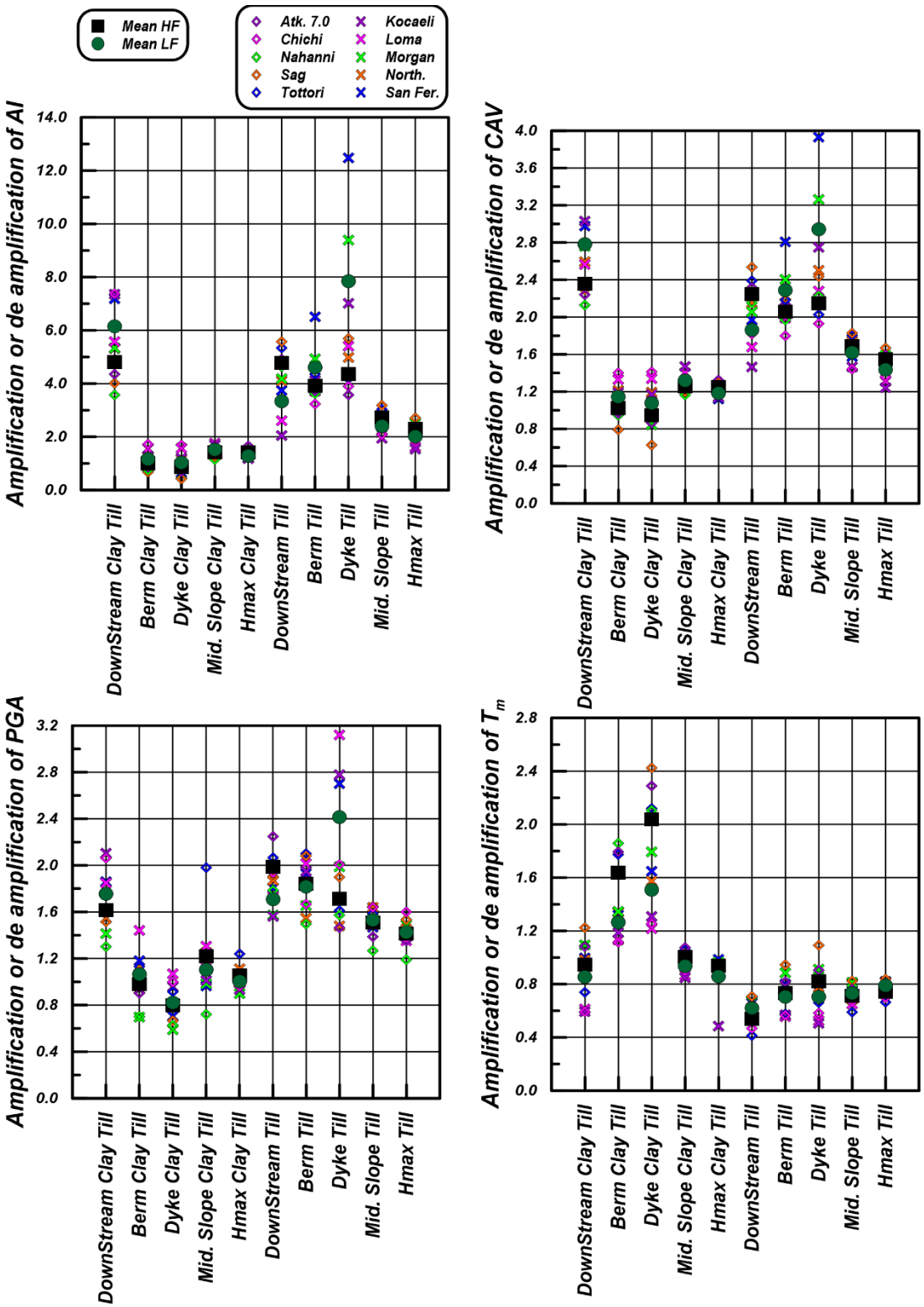


Figure 8-12. Estimation de l'amplification (ou de l'atténuation) des paramètres sismiques mesurés à la partie supérieure de la fondation pour chaque type de fondation à de différentes positions sur le parc à résidus avec une pente 11H:1V a) *AI* b) *CAV* c) *PGA* et d) T_m

8.4 Discussion et remarques finales

L'amplification sismique est un aspect important à considérer dans la conception des parcs à résidus. Les résultats des simulations présentés dans ce chapitre pour un cas en spécifique indiquent que le volume relatif de résidus liquéfiés sera plus important pour un parc à résidus dont la fondation pourrait être classifiée comme un sol rigide (de classe C, till dans la modélisation) par rapport à un parc à résidus avec une fondation classifiée moins rigide (de type D, argile-till dans la modélisation). Ceci n'est pas conforme à ce qui est communément admis pour les deux types de fondations pour des séismes de faible ou moyenne énergie (NBC, 2015).

La réponse simulée ici montre qu'une fondation plus rigide pourrait donner de plus fortes amplifications, mais la réponse obtenue pourrait changer pour des séismes avec une plus grande ou une plus faible énergie. Les résultats concernant l'influence de la fondation se limitent donc au cas particulier étudié. Il est recommandé de réaliser des analyses du site spécifiques pour des structures importants telles que les parcs à résidus afin de déterminer les amplitudes d'amplification sismique et leur impact.

Les résultats indiquent que le volume relatif de résidus liquéfiés (moyen) tend à augmenter légèrement avec la pente du parc à résidus pour un même type de fondation, tandis que l'augmentation pourrait être plus considérable en fonction du type de fondation. Par conséquent, la fondation doit être pris en compte pour choisir la pente et la configuration qui convient le mieux pour la conception du parc afin d'obtenir des conditions sismiquement stables.

Pour les configurations des parcs à résidus analyses dans cette étude, il a été possible d'observer que dans un parc à résidus avec des fondations non susceptibles à la liquéfaction ou au ramollissement cyclique, le déplacement des résidus qui résulte de l'action sismique est quasi proportionnel au volume de résidus liquéfiés, pour les deux types de fondation analysés.

Les résultats montrent aussi que les accélérogrammes d'entrée ont, en général, été amplifiés par les deux types de fondations modélisés. Les spectres d'accélération indiquent que les amplifications spectrales pour la fondation de till ont été supérieures à celles pour la fondation d'argile-till à de faibles et moyennes périodes.

Les mesures d'intensité analysées (*CAV, AI* et *PGA*) dans les 5 positions étudiées sont amplifiées pour les deux types de fondations. Cependant, tous les rapports d'amplification moyens des

mesures d'intensité pour la fondation de till sont supérieurs à ceux de la fondation d'argile-till, pour tous les paramètres considérés ici. La période moyenne, $T_{m,}$ est davantage atténué pour la fondation de till (plus rigide) que pour la fondation d'argile till.

Les résultats obtenus pour le parc à résidus semblent suivre une tendance différente pour les facteurs d'amplification par rapport à ce qui est utilisé dans la pratique, qui considère usuellement que les sols moins compétents (moins rigides) produisent des facteurs d'amplification plus élevés. Certains facteurs peuvent expliquer cette différence. Par exemple, les fondations du parc à résidus modélisés ont une épaisseur limitée par rapport à l'épaisseur de résidus. Aussi, à l'intérieur du parc à résidus, les deux types de fondations peuvent être classifiées dans la même classe si les résidus sont considérés. Il serait donc nécessaire d'élargir l'étude pour des épaisseurs de fondations plus épaisses afin de mieux évaluer cet aspect. D'autres facteurs devraient alors être pris en compte explicitement, incluant par exemple, les possibles effets d'amplification ou atténuation topographique, les courbes de dégradation du module de cisaillement différents et des diverses énergies sismiques.

8.5 Références

Anbazhagan, P., Kumar, A., and Sitharam, T. G. 2013. Seismic site classification and correlation between standard penetration test N value and shear wave velocity for Lucknow City in Indo-Gangetic Basin. Pure and applied geophysics, 170(3), 299-318.

Ancheta, T. D., et al. 2013. PEER NGA-West2 database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Afacan, K. B., Brandenberg, S. J., and Stewart, J. P. 2014. Centrifuge modeling studies of site response in soft clay over wide strain range. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(2), 04013003.

Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, 36 (6): 991-1000.

Beck, J. L., and Hall, J. F. 1986. Factors contributing to the catastrophe in Mexico City during the earthquake of September 19, 1985. Geophysical Research Letters, 13(6), 593-596.

Boulanger, R.W., and Ziotopoulou, K. 2017. PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-17-01.

Boulanger, R.W., and Ziotopoulou, K. 2018. PM4Silt (version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-18-01.

Bray, J. D., and Rathje, E. M. 1998. Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(3), 242-253.

Canterbury Earthquakes royal commission, 2012. Summary and recommendations in volumes 1-3 seismicity, soils and the seismic design of buildings. Final report.

Commission géologique du Canada (CGC) 2019. Canada motions databases. Personal communication.

Clough, G.W., Martin, J.R. and Chameau, J.L. 1994. National Research Council. 1994. Practical Lessons from the Loma Prieta Earthquake, Chapter 2. Washington, DC: The National Academies Press.

Das, A., and Chakrabortty, P. 2020. Influence of motion energy and soil characteristics on seismic ground response of layered soil. International Journal of Civil Engineering, 18(7), 763-782.

Dobry, R., Oweis, I., and Urzua, A. 1976. Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profile. Bulletin of the Seismological Society of America, 66(4), 1293-1321.

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

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

Gajer, R.B., Dobry, R., Silva, W.J., Thomann, T.G., Kishore, K.L., Patel, J., Razzaq, A., and Jain, S.K. (2008). 2008 New York City DOT Seismic Design Guidelines for Bridges Considering Local Site Conditions.

Golder 2018a. Results of the critical state line and simple shear laboratory testing on tailings and foundation soils- Mine Canadian Malartic, Septembre 2018.

Golder 2018b. Site-Specific seismic hazard assessment report. Golder Associés, November 2018

Golder 2019. Essais sur les argiles de la Mine Malartic. Janvier 2019.

Goulet, C. A., et al. 2014. PEER NGA-east database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Hashash, Y. M., Ilhan, O., Hassani, B., Atkinson, G. M., Harmon, J., and Shao, H. 2020. Significance of site natural period effects for linear site amplification in central and eastern North America: Empirical and simulation-based models. Earthquake Spectra, 36(1), 87-110.

Harmon, J., Hashash, Y. M., Stewart, J. P., Rathje, E. M., Campbell, K. W., Silva, W. J., and Ilhan, O. 2019. Site amplification functions for central and eastern North America–Part II: Modular simulation-based models. Earthquake Spectra, 35(2), 815-847.

Humar, J. 2015. Background to some of the seismic design provisions of the 2015 National Building Code of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, 42(11), 940-952.

Idriss, I. M. 1991. Earthquake ground motions at soft soil sites. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. 2008. Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.

Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). 2016. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 8.00. Computer software and user manual. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minn.

Jain, S. K., Murty, C. V. R., Arlekar, J. N., Rajendran, C. P., Rajendran, K., and Sinha, R. 1999. Chamoli (Himalaya, India) Earthquake of 29 March 1999. EERI special earthquake report, EERI newsletter, 33(7).

Jibson R.W. 2011. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes a retrospective. Eng Geol 122: 43–50.

Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.

Leroueil, S., Tavenas, F., and Bihan, J. P. L. 1983. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal, 20(4), 681-705.

Li, B., Lu, Y., Pandey, M. D., Ma, G., Liu, Y., Mei, Z., and Shen, L. 2020. Evaluation of amplitude-scaled and spectrum-matched motions to estimate ground-motion amplification factors. Bulletin of Earthquake Engineering, 18(10), 4659-4679.

Mitchell, D., Tinawi, R., and Law, T. 1990. Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, 17(3), 338-365.

National building code of Canada 2015 (NBC). National research council of Canada. Ottawa.

NEHRP. 2003. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions Washington, DC: Building Seismic Safety Council.

Nikolaou, S., Pehlivan, M., Richins, J., Lincoln, L., and Deming, P. 2014. Seismic response of shallow sites in eastern us: implications to the state of practice. Proc. Of tenth National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage, AK.

Prasad SK, Vijayendra K V and Nayak S. 2019. Issues on seismic site characterization. In: Frontiers in geotechnical engineering. Springer, pp 217–248.

Rathje, E. M., and Bray, J. D. 1999. An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures. Canadian Geotechnical Journal, 36(1), 72-87.

Rathje, E. M., Wang, Y., Stafford, P. J., Antonakos, G., and Saygili, G. 2014. Probabilistic assessment of the seismic performance of earth slopes. Bulletin of Earthquake Engineering, 12(3), 1071-1090.

Singh, S. K., Mena, E. A., and Castro, R. 1988. Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motion amplification in and near Mexico City from strong motion data. Bulletin of the Seismological society of America, 78(2), 451-477.

Wair, B. R., DeJong, J. T., and Shantz, T. 2012. Guidelines for estimation of shear wave velocity profiles. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Report 2012/08

CHAPITRE 9 DISCUSSION GÉNÉRALE

Les parcs à résidus sont susceptibles aux ruptures de nature sismique qui peuvent avoir lieu pendant l'événement sismique ou après. L'une des principales causes de telles ruptures est la liquéfaction des résidus. Les processus de liquéfaction, de rupture sismique et post-sismique ainsi que l'amélioration de la stabilité des parcs à résidus ont été étudiés dans le cadre de ce projet de recherche.

Le modèle PM4Sand, conçu et utilisé principalement pour simuler le comportement des sables, peut être utilisé dans sa formulation originale afin de représenter le comportement des résidus miniers de roche dure, en modifiant toutefois la valeur de quelques paramètres secondaires (prédéfinie pas Boulanger et Ziotopoulou, 2017). La calibration du modèle a été réalisée sur la base de test quasi-statiques et cycliques menés au laboratoire et de mesures in situ, tel que montré au chapitre 4. Le modèle peut alors reproduire adéquatement le comportement mesuré lors d'essais cycliques spécifiques ainsi que la résistance cyclique globale pour une large gamme de contraintes et d'indices de densité. Le modèle ainsi calibré a par la suite été utilisé dans des simulations numériques, présentées dans les chapitres 6, 7 et 8, pour évaluer la réponse de parc à résidus sous chargement sismique, en considérant l'effet de différents facteurs d'influence tels que l'indice de densité (ou indice de vides), la résistance et la rigidité des matériaux, la géométrie du site et différents aléas sismiques. Les résultats obtenus, bien que spécifiques aux conditions retenues, fournissent un aperçu général des tendances pour le comportement des parcs à résidus soumis à des sollicitations sismiques.

Les analyses numériques des parcs à résidus ont été réalisées avec des séismes dont les caractéristiques ont été ajustées sur la base de l'intensité Arias, *AI*, qui est considérée comme une mesure d'intensité cumulative représentative. La liquéfaction et ses effets sont mieux corrélés avec des mesures d'intensité cumulatives, comme *AI*, plutôt qu'avec des valeurs au pic comme l'accélération PGA et la vitesse PGV (e.g. Kramer et Mitchell, 2006). Des travaux antérieurs ont aussi montré que *IA* est une mesure d'intensité appropriée pour évaluer les pressions interstitielles en excès, r_u (Dashti et Karimi 2017), et les déplacements permanents dans des barrages (Armstrong et al. 2021). Des valeurs de référence de *IA* ont donc été utilisées pour l'ajustement de sollicitations séismiques dans les simulations du parc à résidus.

Les simulations dynamiques ont été menées avec le logiciel FLAC (Itasca, 2016) pour analyser la réponse des parcs à résidus de roches dures construits avec la méthode amont avec des pentes variant de 13H:1V à 6H:1V, pour une hauteur maximale usuelle de 30m (et de 50m au chapitre 6), en considérant une variation de l'indice de densité en fonction de la contrainte verticale (chapitres 6, 7, 8). Les aléas sismiques retenus sont représentatifs des régions de l'Est du Canada avec une intensité sismique relative modérée (comme la région de Val-d'Or) et élevée (région de Saguenay).

Les simulations réalisées ont souvent mené à des déformations assez grandes, avec des distorsions marquées du maillage, ce tend à induire un arrêt prématuré des calculs (en particulier pour les cas les plus critiques impliquant par exemple les séismes de basse fréquence avec une pente relativement abrupte de 6H:1V). Par conséquent, les déplacements calculés lors de telles simulations peuvent être sous-estimées dans la thèse, mais les tendances obtenues sont représentatives. Les volumes de résidus liquéfiés et le volume critique déplacé sont généralement moins sensibles et moins affectés par l'arrêt prématuré des simulations (avant la fin du séisme), notamment parce qu'au moins 85% de l'intensité Arias a été atteinte dans toutes les simulations.

Les résultats de ces travaux indiquent que même avec des aléas sismiques d'intensités relativement modérés, les parcs à résidus de roches dures conventionnels construits avec la méthode amont montrent un potentiel élevé de rupture en cas de séisme (chapitres 6, 7, 8). Les travaux ont aussi montré qu'il est possible d'estimer la stabilité sismique et post sismique du parc à résidus à partir du volume de résidus liquéfiés, qui peut être évalué en fonction des mesures d'intensité sismiques (chapitre 6). Les simulations ont également démontré que les inclusions de roches stériles comme mesure de renforcement représente la technique à privilégier puisqu'elle peut grandement améliorer la stabilité des parcs à résidus (chapitres 7). Les résultats illustrent aussi l'effet du type de fondation sur la performance sismique des parcs à résidus, pour quelques cas particuliers (chapitre 8). Les principales conclusions découlant de ces travaux sont présentées dans ce qui suit, avec quelques recommandations pour des travaux futurs. Les annexes D, E et F présentent les tableaux avec tous les résultats obtenus des modélisations et des graphiques de résultats additionnels.

CHAPITRE 10 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

10.1 Principales conclusions

La première partie des travaux liés à l'objectif principal du projet visait à évaluer le comportement et la stabilité sismique et post sismique des parcs à résidus de roche dure conventionnels (non renforcés). Ceci a été réalisé à partir de simulations numériques dynamiques pour des aléas sismiques avec une intensité sismique relative modérée, i.e. AI = 0.125 m/s. Les résultats ont permis d'évaluer la réponse sismique et post sismique pour des séismes de haute et de basse fréquence ajustées à la même intensité Arias, et ainsi obtenir des relations pour l'estimation du volume relatif liquéfié de résidus et de la valeur limite associée aux parcs stables. Les résultats de ces simulations ont mené aux observations suivantes:

- Le volume de résidus liquéfiés est généralement moindre pour des séismes de haute fréquence comparés aux séismes de basse fréquence. Aussi, les séismes de basse fréquence génèrent des conditions plus critiques qui induisent un potentiel de rupture plus élevé que pour les séismes de haute fréquence, pour une intensité Arias identique. Ceci est due en partie au fait qu'en moyenne, ils ont une accélération spectrale légèrement supérieure dans les périodes qui affectent le plus le parc à résidus. Également, les séismes de basse fréquence ont tendance à générer un mouvement en phase dans la masse du sol, contrairement aux séismes de haute fréquence où le mouvement peut être dans des directions opposées. De plus, l'amplification sismique se déplace vers des fréquences plus basses au fur et à mesure que le mouvement progresse dû à la réduction du module de cisaillement du sol (Kramer et al. 2016)
- Le volume critique déplacé et les déplacements maximaux obtenus à la fin de la phase sismique sont corrélés au volume de résidus liquéfiés. La relation entre le volume liquéfié des résidus et le volume critique déplacé ne semble pas affectée directement par la hauteur du parc à résidus (30 m et 50 m); elle suit la même tendance pour les deux hauteurs analysées. La relation entre les déplacements maximaux et le volume de résidus liquéfiés est cependant spécifique pour chaque hauteur du parc.
- Le comportement en phase post sismique indique que des parcs à résidus avec déplacements limités pendant la phase sismique peuvent devenir instables lorsque le volume de résidus

liquéfiés ou les vitesses maximales sont suffisamment importants. Les parcs à résidus stables ou instables peuvent être identifiés à partir de la vitesse horizontale maximale ou du volume relatif de résidus liquéfiés à la fin de la phase sismique. Les valeurs limites pour chacun des paramètres est de 0.11 m/s et 10% respectivement pour les cas analysés ici.

- Le volume relatif des résidus liquéfiés diminue graduellement avec l'augmentation de l'angle de la pente, tout comme le volume de déplacement critique, pour les deux types de fréquences (hautes et basses) sismiques et pour les deux hauteurs modélisées. Une augmentation de la hauteur du parc à résidus, de 30 à 50 m, tend à réduire le volume relatif moyen de résidus liquéfiés. En phase post sismique, une augmentation de la hauteur du parc augmente les vitesses des résidus dans la pente, produisant des déplacements plus grands, ce qui fait diminuer le volume de résidus nécessaire pour provoquer l'instabilité. En général, une pente plus faible réduit le potentiel de rupture.

Les relations développées pour l'estimation du volume de résidus liquéfiés et de la valeur limite pour avoir des parcs à résidus stables fournissent un outil d'aide à la décision (« screening tool ») qui évalue le risque (potentiel d'instabilité) associé aux parcs à résidus existants ou planifiés. L'estimation du volume relatif de résidus liquéfiés a été évaluée pour un niveau d'aléa sismique spécifique à une région, mais la forme des équations permettrait de les appliquer à d'autres emplacements (avec certains ajustements). Ces relations sont toutefois spécifiques aux parcs à résidus ayant une fondation relativement rigide (i.e. till de faible épaisseur); d'autres conditions pour les fondations et les propriétés de matériaux (résidus) nécessiteraient des investigations supplémentaires pour évaluer l'applicabilité des relations. L'estimation du volume relatif de résidus liquéfiés est fonction de deux paramètres sismiques : la vitesse au pic, PGV, et l'accélération spectrale temporelle, $Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$. Ce dernier paramètre est nouveau et il semble être approprié pour l'évaluation du volume relatif des résidus liquéfiés (liquéfaction), mais nécessiterait aussi des investigations supplémentaires.

Un autre volet de l'objectif principal consistant à évaluer la stabilité sismique et post sismique des parcs à résidus renforcés a été mené à partir de simulations sur des modèles avec renforcement pour des séismes de haute et basse fréquence ajustés à l'intensité Arias de deux régions (i.e. AI de 0.125 et 0.94 m/s). L'effet de la densification des résidus par une hausse de 10% et 20% de l'indice de densité (selon la valeur utilisée au chapitre 6) et l'ajout d'inclusions de roche stérile (conçus

pour la consolidation) a été évalué au chapitre 7. Les résultats montrent que la technique des inclusions de roche stérile est plus efficace que la densification des résidus pour améliorer la stabilité des parcs. Les inclusions ont un effet moindre que la densification sur le volume de résidus liquéfiés, mais avec le renforcement dû aux inclusions permet d'obtenir parcs à résidus nettement plus stables. Plus spécifiquement, les simulations ont permis d'observer que:

- La densification des résidus peut diminuer les déplacements maximaux et le volume de résidus liquéfiés pendant la phase sismique. Cependant, la densification a peu d'effet pour augmenter la stabilité des parcs à résidus en phase post sismique. Les inclusions de roche stérile peuvent améliorer nettement le comportement et la stabilité des parc à résidus dans la phase sismique et dans la phase post sismique, grâce à une réduction de déplacements associée à la compartimentalisation des résidus dans le parc. L'accroissement de la rigidité globale dû aux inclusions permet de réduire le volume des résidus liquéfiés dans certaines simulations, surtout pour les séismes d'une intensité sismique modérée. Les simulations montrent aussi que les déplacements horizontaux maximaux atteints pendant la phase sismique sont reliés au volume de résidus liquéfiés, indépendamment du contenu fréquentiel des séismes. Les déplacements maximaux dépendent de l'intensité du séisme pour les parcs à résidus conventionnels (non renforcés). Les déplacements maximaux dans les parcs à résidus renforcés par une densité accrue ou l'ajout d'inclusions de roches stériles semblent beaucoup moins affectés par l'intensité.

Un autre objectif secondaire du projet visait à évaluer l'influence du type de fondation sur le comportement sismique. Ceci été accompli en menant des simulations pour un aléa sismiques avec une intensité relative modérée (AI = 0.125 m/s) typique de l'Est du Canada, pour un parc à résidus sur deux types de fondations : i) une fondation argileuse (paramètres calibrés au chapitre 5) sur du till et le socle rocheux et ii) une fondation de till sur le socle rocheux. Les résultats montrés au chapitre 8 indiquent que le volume de résidus liquéfiés serait ici plus faible pour la fondation d'argile silteuse en comparaison de la fondation de till. Cette fondation de till, plus rigide, a montré un potentiel d'amplification sismique supérieur à la fondation d'argile silteuse (de faible épaisseur). Ces résultats montrent qu'il est nécessaire de bien évaluer l'effet du type de fondation sur la réponse sismique d'un parc, car les résultats obtenus sont spécifiques aux caractéristiques des sols et l'énergie sismique modélisée. Les résultats ont permis aussi de constater que:

- Le volume de résidus liquéfiés pour des séismes de haute fréquence serait inférieur à celui des séismes de basse fréquence, quel que soit le type de fondation. Les déplacements horizontaux maximaux obtenus pendant la phase sismique peuvent ici aussi être reliés au volume de résidus liquéfiés, indépendamment du contenu fréquentiel des séismes (comme aux chapitres 6 et 7) et du type de fondation (pour les conditions appliquées ici).
- Les accélérogrammes ont généralement été amplifiés pour les deux types de sol de fondation. Néanmoins, les amplifications spectrales de la fondation de till ont été supérieures à celles obtenues pour la fondation d'argile-till, pour des périodes faibles et moyennes. Les mesures d'intensité analysées (*CAV, AI et PGA*) pour les deux types de fondations ont été aussi amplifiées, avec une amplification moyenne plus importante pour la fondation du till.

Certains de ces résultats semblent aller à l'encontre d'observations rapportées dans la littérature qui indiquent qu'une fondation avec une plus faible rigidité (ici l'argile silteuse) produirait une plus grande amplification qu'une fondation plus rigide (till). L'amplification plus importante de la fondation du till peut être expliquée en partie par le fait que l'argile silteuse de la fondation (*OC et NC*) montre une dégradation plus rapide du module de cisaillement que le till, fournissant également un amortissement supérieur, ce qui peut entraîner une plus grande atténuation sismique dans la fondation d'argile (voir chapitre 8). Ces résultants indiquent aussi qu'il faut analyser spécifiquement les conditions du site car la réponse obtenue dépend de plusieurs facteurs, incluant les intensités sismiques et le contenu fréquentiel.

10.2 Limitations et recommandations pour travaux futurs

La synthèse des résultats obtenus montre que les objectifs du projet de recherche (présentés au chapitre 1) ont été atteints. Les travaux ont a permis aussi d'identifier plusieurs aspects qui demanderaient des recherches complémentaires afin de pousser l'analyse et pour donner une plus grande robustesse aux résultats obtenus et ainsi mieux définir leurs limitations. Certains de ces éléments sont présentés de façon sommaire ici.

La calibration du modèle PM4Sand obtenue pour les résidus miniers de roche dure doit être utilisée avec précaution pour d'autres types de résidus miniers, surtout lorsqu'il y a un changement majeur dans les propriétés de base (granulométrie, limites d'Atterberg) et pour la courbe d'état critique. Il

est recommandé de réaliser des essais triaxiaux et cycliques avec d'autres résidus, pour des mines en roches dures (plomb, zinc, cuivre, argent, etc.) et d'autres types de gisement, et réévaluer et/ou ajuster la calibration en fonction des propriétés clés. Ceci permettrait aussi de déterminer des valeurs moyennes ou une tendance pour la variation des propriétés critiques identifiées.

Le choix d'une valeur référence de l'intensité Arias peut s'avérer complexe. L'évaluation de la valeur de l'intensité Arias pour le côté est de l'Amérique du Nord peut donner des valeurs très différentes selon la méthodologie utilisée, et le choix des méthodes est limité. Il est recommandé de réaliser des travaux dans le but de développer une méthodologie de calcul plus robuste et ajusté pour des séismes de magnitudes jugés critiques. L'utilisation des accélérogrammes synthétiques pourrait être envisagée.

L'ajustement des accélérogrammes selon l'intensité Arias ou selon une autre mesure d'intensité (cumulative) n'est pas une technique amplement utilisée. Il a été démontré par différents auteurs que de telles mesures d'intensité cumulatives peuvent être utiles pour évaluer l'effet de différents paramètres de demande d'ingénierie, *EDP*, ainsi que pour statuer sur la réduction de la dispersion du *EDP*. Il est recommandé de réaliser des travaux afin de déterminer la meilleure approche pour ajuster les accélérogrammes aux spectres de conception à partir des mesures d'intensité cumulatives.

Les résidus miniers dans les parcs se consolident lentement sous leur propre poids, et ils montrent quelques fois un profil de l'indice de densité qui augmente peu ou pas avec la profondeur. Il serait très utile d'évaluer et de compiler diverses mesures de l'indice de densité in situ et d'étudier l'influence de différents profils obtenus sur les simulations, notamment pour le volume de liquéfaction.

La méthodologie développée pour déterminer le volume relatif de résidus liquéfiés repose sur l'utilisation d'un nouveau paramètre d'intensité ($Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$). Il est nécessaire que la valeur de ce paramètre $Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ soit évaluée dans le but de donner plus de confiance pour son utilisation dans l'évaluation du comportement sismique.

Les modèles constitutifs d'évaluation de la liquéfaction (comme UBCSAND et PM4Sand) ont souvent de la difficulté à donner des résistances au cisaillement liquéfiés appropriées (Beaty et Byrne, 2011). La technique utilisée ici est basée sur les contraintes totales post sismiques, qui permet de mieux représenter cet aspect, mais le comportement et la stabilité post sismique du parc

dépend en grande partie du choix de la valeur de résistance retenue ainsi que du critère d'assignation aux éléments du modèle numérique. Il est recommandé de réaliser des études additionnelles de sensibilité pour évaluer l'effet de ce paramètre sur le comportement des parcs à résidus, et de l'incorporer si possible dans l'évaluation des valeurs limites.

La densification des résidus miniers à l'intérieur du parc comme mesure de renforcement peut améliorer le comportement mais elle n'est pas suffisamment efficace pour obtenir la stabilité pour les aléas sismiques utilisés dans cette recherche. Il est recommandé d'analyser cette technique pour des aléas un peu plus faibles.

La configuration des inclusions de roche stérile simulées ici sont basées sur l'analyse de la consolidation. Les résultats ont montré leur efficacité à aider à obtenir des parcs à résidus stables pour des séismes de haute et basse fréquence. Cependant, les déplacements obtenus peuvent être relativement importants ce qui pourrait être considéré comme inacceptable dans certains cas. Dans de tels cas, la conception des inclusions devrait être réalisée en suivant les recommandations présentées par Zafarani et al. (2022). Il serait aussi très intéressant de réaliser des essais sur modèles physiques à échelle réduite (e.g. centrifugeuse géotechnique) dans le but de déterminer l'effet réels des inclusions sur le comportement des résidus, notamment en termes de déformations et de rupture.

Les analyses de l'influence du type de sol de fondation ont été réalisées avec des couches d'une épaisseur relativement faible et une seule intensité sismique. Il est recommandé de réaliser des simulations additionnelles avec une épaisseur plus grande, ainsi que de varier l'intensité sismique. Ces résultats permettront de mieux comprendre l'influence de la fondation et de l'intensité sismique sur le volume de liquéfaction.

L'évaluation de la probabilité pour obtenir des parcs à résidus stables ou instables pourrait être très avantageuse. Il est recommandé de réaliser des études pour l'obtention de courbes de fragilité afin d'évaluer la probabilité de rupture des parcs à résidus. L'annexe D montre des résultats préliminaires d'une courbe de fragilité obtenu pour les parcs à résidus en amont.

L'estimation du volume relatif des résidus liquéfiés pour les deux méthodes de renforcement pris en compte ici (incrément de l'indice de densité et inclusions rigides) en ayant les mêmes paramètres d'intensité (PGV et $Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$) que ceux des parcs conventionnels (chapitre 6) pourrait être

intéressante. L’annexe E présente la relation préliminaire pour l’estimation du volume relatif et les paramètres d’ajustement.

RÉFÉRENCES

Abrahamson, C., Michael Shi, H., et Yang, B. 2016. Ground-Motion Prediction Equations for Arias Intensity Consistent with the NGA-West2 Ground-Motion Models. PEER Report No. 2016/05.

Adams, J., et Basham, P. 1991. The seismicity and seismotectonics of eastern Canada. Neotectonics of North America.

Adams, J. et Halchuk, S. 2003. Fourth generation seismic hazard maps of Canada: values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada, Geological Survey of Canada Open File 4459.

Afacan, K. B., Brandenberg, S. J., et Stewart, J. P. 2014. Centrifuge modeling studies of site response in soft clay over wide strain range. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 140(2).

Al Atik, L., Abrahamson, N., Bommer, J. J., Scherbaum, F., Cotton, F., et Kuehn, N., 2010. The variability of ground-motion prediction models and its components, Seismological Research. Letters 81, pp 794–801.

American Society of Civil Engineers (ASCE). 2005. Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities, ASCE 43-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

American Society of Civil Engineers (ASCE). 2016. Minimum design loads for buildings and associated criteria for building and other structures. ASCE/SEI, Reston, Virginia.

Anbazhagan, P., Kumar, A., et Sitharam, T. G. 2013. Seismic site classification and correlation between standard penetration test N value and shear wave velocity for Lucknow City in Indo-Gangetic Basin. Pure and applied geophysics, 170(3), pp. 299-318.

Ancheta, T. D., et al. 2013. PEER NGA-West2 database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Anthi, M., et Gerolymos, N. 2019. A calibration procedure for sand plasticity modeling in earthquake engineering: application to TA-GER, UBCSAND and PM4SAND. *In* proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Rome, Italy, 17-20 June 2019.

Archambault-Alwin, X. 2017. Évaluation du comportement dynamique et de la résistance cyclique des résidus miniers. M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Armstrong, R., Kishida, T., et Park, D. 2021. Efficiency of ground motion intensity measures with earthquake-induced earth dam deformations. Earthquake Spectra, 37(1), pp. 5-25.

Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, 36 (6), pp. 991-1000.

Atkinson, G. M., et Adams, J. 2013. Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. Canadian Journal of Civil Engineering, 40 (10), pp 988-998.

ASTM Standard D2487-17 2017. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017,https://doi.org/10.1520/D2487-17.

ASTM D1557-12 2011. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort. ASTM International, West Conshohocken, PA. www.astm.org. doi:10.1520/D1557-12.

Aubertin, M., et Chapuis, R.P. 1991. Considérations hydro-géotechniques pour l'entreposage des résidus miniers dans le nord-ouest du Québec. In Proceedings of the 2ième Conférence Internationale sur la Réduction des Eaux de Drainage Acides, Montréal, Que., 16–18 September 1991. MEND-NEDEM, CANMET, Natural Resources Canada, Ottawa, Ont. 3. pp. 1–22.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., et Riffon, O. 2002a. Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle. Défis & Perspectives : Symposium sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda, Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM.

Aubertin, M., Bussière, B. et Bernier, L. 2002b. Environnement et gestion des rejets miniers [CD-ROM Manual]. Montréal: Presses Internationales Polytechnique.

Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Chouteau,M., Anterrieu, *O., et al. 2008*. Caractérisation du Comportement Hydrogéologique et Géochimique des Haldes à Stériles

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. Symp. Mines et Environnement, Rouyn-Noranda, Québec, 6-9 novembre 2011, CIM. CD-ROM. pp 69-106.

Aubertin M. 2011. Stabilité des Sites d'Entreposage de Rejets Miniers : Revue de L'état des Connaissances et Recommandations pour les Critères du Guide sur la Restauration des Site Miniers du MRNF.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette,D., Bussière,B. Chapuis,R. James,M. et Riffon,O., *et al.* 2011b. Stabilité Géotechnique des Ouvrages de Retenue pour les Résidus Miniers: Problèmes Persistants et Méthodes de Contrôle. En ligne. http://www.enviro-geremi.polymtl.ca/pdf/articles/AT02DiguesMA.pdf. Consulté le 12 Mai 2016

Aubertin, M., Jahanbakhshzadeh, A., et Yniesta, S. 2019. The effect of waste rock inclusions on the seismic stability of a tailings impoundment. In Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions. pp. 1220-1227. CRC Press.

Aubertin, M., Maknoon, M. and Ovalle, C. 2021. Waste rock pile design considerations to promote geotechnical and geochemical stability. Canadian Geotechnique - The CGS Magazine, 2(3), pp. 44-47.

Applied Technology Council (ATC-63). 2009. Quantification of building seismic performance factors. Redwood City, California. Rapp. FEMA-P695.

Azam, S., et Li, Q. 2010. Tailings dam failures: a review of the last one hundred years. Geotechnical news, 28(4), pp. 50-54.

Baker, J. W. 2011. Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. Journal of Structural Engineering, 137(3), pp. 322-331.

Bahrampouri, M., Rodriguez-Marek, A., et Green, R. A. 2020. Ground motion prediction equations for Arias Intensity using the Kik-net database. Earthquake Spectra, 37(1), pp. 428-448.

Been, K. et Jefferies, M.G. 1985. A state parameter for sands. Géotechnique 35, pp. 99-112.

Beaty, M.H. 2018. Application of UBCSAND to the LEAP centrifuge experiments. Soil Dyn. Earthq. Eng., 104, pp. 143–153

Beaty, M. et Byrne, P. M. 1998. An effective stress model for predicting liquefaction behavior in sand. Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and soil dynamic III, Seattle, Washinton, USA. ASCE Special Publication. 75(1). pp 766-777.

Beaty, M.H., et Byrne, P.M. 2011. UBCSAND constitutive model Version 904ar. Report UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Web Site. https://www.itascacg.com/software/udm-library/ubcsand. [accessed March 5, 2020].

Beaty, M. H., et Perlea, V. G. 2011. Several observations on advanced analyses with liquefiable materials. In Proceedings of the 31st Annual USSD Conference and 21st Conference on Century Dam Design-Advances and Adaptations. pp. 1369-1397.

Beck, J. L., et Hall, J. F. 1986. Factors contributing to the catastrophe in Mexico City during the earthquake of September 19, 1985. Geophysical Research Letters, 13(6), pp. 593-596.

Bentley Systems, Incorporated, 2020 PLAXIS. Version 21.01. N DELFT, Netherlands.

Biondi, G., Cascone, E., Maugeri, M., et Motta, E. 2000. Seismic response of saturated cohesionless slopes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 20(1-4), pp. 209-215.

Blight, G. E., et Fourie, A. B. 2003. A review of catastrophic flow failures of deposits of mine waste and municipal refuse. In International Workshop on occurrence and mechanisms of flow in natural slopes and earthfills.

Blight, G. E. 2010. Geotechnical engineering for mine waste storage facilities. CRC Press.

Bolton, M.D. 1986. The strength and dilatancy of sands. Geotechnique, 36, pp. 65-78.

Bolduc, F. 2012. Une Étude sur l'utilisation des Roches Stériles comme Inclusions Drainantes dans les Résidus Miniers. Mémoire de Maitrise, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Bolduc, F., et Aubertin, M. 2014. Numerical Investigation of the Influence of Waste Rock Inclusions on Tailings Consolidation. Canadian Geotechnical Journal, 51, pp. 1021-1032.

Boudrias, G. 2018. Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

Boulanger, R.W. 2003. High overburden stress effects in liquefaction analyses. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129 (12), pp. 1071-1082.

Boulanger, R. W., et Idriss, I. M. 2004a. Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays (p. 131). Davis, California: Center for Geotechnical Modeling.

Boulanger, R. W., et Idriss, I. M. 2004b. State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance. Proc., 11th Intl. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd Intl. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Doolin et al., eds, Stallion Press, 2, pp. 484-491.

Boulanger, R.W., et Idriss, I.M. 2006. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (11), pp. 1413-1426.

Boulanger, R. W., et Idriss, I. M. 2014. CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Report No. UCD/CGM.-14,1.

Boulanger, R.W., et Ziotopoulou, K. 2017. PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-17-01. URL: https://pm4sand.engr.ucdavis.edu/pm4sand-files/ [accessed March 5, 2020].

Boulanger, R.W., et Ziotopoulou, K. 2018. PM4Silt (version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications. Center for geotechnical modelling. Report No UCD/CGM-18-01.

Bouferra, R., Benseddiq, N. et Shahrour, I. 2007. Saturation and Preloading Effects on the Cyclic Behavior of Sand. International Journal of Geomechanics, 7(5), pp. 396-401.

Bowker, L.N. et Chambers D. M. 2017. In the Dark Shadow of the Supercycle Tailings Failure Risk & Public Liability Reach All Time Highs. Environments 2017, pp. 4, 75.

Bray, J. D., et Rathje, E. M. 1998. Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(3), pp. 242-253.

Bray, J. D., et Travasarou, T. 2007. Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 133(4), pp. 381-392.

Bray, J. D., et Travasarou, T. 2009. Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 135(9), pp. 1336-1340.

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

Bustos, A. G., et Stafford, P. J. 2012. On the use of Arias intensity as a lower bound in the hazard integration process of a PSHA. In Proceedings, 15th World Conference on Earthquake Engineering. pp. 24-28.

Byrne, P. M., Naesgaard, E., et Seid-Karbasi, M. 2006. Analysis and design of earth structures to resist seismic soil liquefaction. Proc., 59th Canadian Geotechnical Conf. and 7th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Specialty Conf., Canadian Geotechnical Society, Richmond BC, Canada.

Campbell, K. W., et Bozorgnia, Y. 2014. NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra. Earthquake Spectra, 30(3), pp. 1087-1115.

Campbell, K. W., et Bozorgnia, Y. 2019. Ground motion models for the horizontal components of Arias intensity (AI) and cumulative absolute velocity (CAV) using the NGA-West2 database. Earthquake Spectra, 35(3), pp. 1289-1310.

Canadian Dam Association (CDA). 2007. Dam safety guidelines. Canadian Dam Association (2013 edition).

Canadian Dam Association (CDA). 2019. Technical bulletin: Application of Dam safety guidelines to Mining Dams. Canadian Dam Association (2019 edition).

Canterbury Earthquakes royal commission. 2012. Summary and recommendations in volumes 1-3 seismicity, soils and the seismic design of buildings. Final report.

Carey, T.J, et Kutter, B.L. 2017. Comparison of Liquefaction Constitutive Models for a Hypothetical Sand. *In* proceedings Geotechnical Frontiers, Orlando, Florida, March 12–15, 2017, pp. 389-398.

Carraro, J.A., Prezzi, M. et Salgado, R. 2009. Shear strength and stiffness of sands containing plastic or nonplastic fines. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (9), pp. 1167-1178.

Castonguay, V., et Konrad, J. M. 2019. A modified NorSand model for the prediction of static and cyclic behaviour of sands under simple shear loading. *In* Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions. pp. 1647-1654. CRC Press.

Castonguay, V. 2020. NorSand-aUL : une loi de comportement améliorée pour la modélisation des sables sous sollicitations statiques et cycliques.Thèse de Doctorat, Université Laval.

Castro, G. 1969. Liquefaction of Sands. Ph.D. unpublished. Harvard University, Boston MA.

Castro, G. et Troncoso J.H. 1989. Seismic behavior of three tailings dams during the march 3, 1985 earthquake. 5th Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Santiago.

Chambers, D.M. 2019. The increasing number of tailings facility failures: navigating the decade 2020-2029. CDA 2019 Annual conference, Calgary, Canada.

Chekired, M. Lemire, L. Karray, M. et Hussien, M.N. 2015. Experimental setup for simple shear test in a triaxial cell: TxSS. *In* Proceedings GeoQuebec 2015, 20-23 September 2015. Canadian Geotechnical Society.

Clough, G.W., Martin, J.R. et Chameau, J.L. 1994. National Research Council. 1994. Practical Lessons from the Loma Prieta Earthquake, Chapter 2. Washington, DC: The National Academies Press.

Commission géologique du Canada (CGC). 2019a. Canada motions databases. Personal communication.

Commission Géologique du Canada (CGC). 2019b. Canada motions databases. Personal communication.

Commission Géologique du Canada (CGC). 2019c. Deaggregation analysis and seismic hazard for Malartic. Personal communication.

Commission Géologique du Canada (CGC). 2022. Earthquake zone in Eastern Canada. Available from https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/zones/eastcan-en.php [accessed 13 Janvier 2022].

Commission Géologique du Canada (CGC). 2020. Deaggregation analysis and seismic hazard for Saguenay downtown. Personal communication.

ConeTec. 2016. Presentation of site investigations results. ConeTec Job, pp. 16-05038.

Contreras, C.A. 2013. Comportement dynamique du sol pulvérulent « résidus miniers » M.Sc.A. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Contreras, C.A. et James, M. 2013. A laboratory investigation of the cyclic resistance of tailings. *In* Proceedings of GeoMontreal, 1-3 October 2013. Canadian Geotechnical Society.

Contreras, C.A., Yniesta, S., and Aubertin, M. 2020. Seismic and post-seismic stability of tailings impoundments, considering the effect of reinforcement inclusions. Proceedings of the 74th Canadian Geotechnical Society Conference

Contreras, C.A. 2022. Analyses numériques du comportement et de la stabilité sismique et post-sismique des parcs à résidus miniers, avec et sans inclusions de roche stérile, pour divers aléas relatifs aux régions minières de l'est du Canada. Ph.D. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada

Contreras C.A., Yniesta S., Jahanbakhshzadeh, A. et Aubertin, M. 2022a. Calibration of the PM4Sand Model for Hard-Rock Mine Tailings Based on Laboratory and Field Tests. Soumis.

Contreras C.A., Yniesta S. et Aubertin, M. 2022b. Seismic and Post Seismic Stability Assessment for Hard-Rock Mine Tailings Upstream Impoundment. Soumis.

Consejo Minero, 2022. Plataforma de relaves-Antofagasta minerals- Centinela. En ligne https://consejominero.cl/comunicaciones/plataforma-de-relaves/antofagasta-minerals/

Cubrinovski, M. et Ishihara, K. 1999. Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils. Soils and Foundations: 39(5), pp. 61-70.

Dafalias, Y. F., et Manzari, M. T. 2004. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. Journal of Engineering mechanics, 130(6), pp. 622-634.

Das, A., et Chakrabortty, P. 2020. Influence of motion energy and soil characteristics on seismic ground response of layered soil. International Journal of Civil Engineering, 18(7), pp. 763-782.

Dashti, S. et Karimi, Z. 2017. Ground Motion Intensity Measures to Evaluate I: The Liquefaction Hazard in the Vicinity of Shallow-Founded Structures. Earthquake Spectra, 33, No. 1, pp.241–276.

Davies, M. 2002. Tailings impoundment failures: are geotechnical engineers listening? Geotechnical News, 20(3), pp. 31-36.

Davies, M. 2011. Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals. Proceedings Tailings and Mine Waste 2011, Vancouver, BC.

Desai, C. S., Zaman, M. M., Lightner, J. G., et Siriwardane, H. J. 1984. Thin-layer element for interfaces and joints. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 8(1), pp. 19-43.

Directive 019 Sur l'industrie minière. 2012. Développement durable, environnement et parcs. Québec. https://www.environnement.gouv.qc.ca/milieu_ind/directive019/directive019.pdf [accessed 15 octobre 2021].

Dobry, R., Oweis, I., et Urzua, A. 1976. Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profile. Bulletin of the Seismological Society of America, 66(4), 1293-1321.

Dubé, B., et Gosselin, P. 2007. Greenstone-hosted quartz-carbonate vein deposits. Mineral deposits of Canada: a synthesis of major deposit-types. District Metallogeny, the evolution of geological provinces, and exploration methods, Geological association of Canada, special publication, 49-73.

Electric Power Research Institute.1993. Guidelines for site specific ground motions, Rept. TR102293, 1-5, Palo Alto, California.

Enterprises Québec. 2022. Industrie minière Québécoise. Available from https://www2.gouv.qc.ca/entreprises/portail/quebec/infosite?x=1009847949 [accessed 20 February 2022].

Essayad, K. 2015. Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne. M.Sc.A. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

Essayad, K et Aubertin, M. 2020. Consolidation of hard rock tailings under positive and negative pore-water pressures: testing procedures and experimental results. Canadian Geotechnical Journal. 58(1), pp. 49-65.

Essayad, K. 2021. Évaluation multi-échelle de l'instabilité interne et de la migration des résidus à travers les inclusions de roches stériles. Ph.D. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montreal, Q.C.

Fader, G. 2005. Seismic hazard, faults and earthquakes Digby Neck, Bay of Fundy. Available from https://novascotia.ca/nse/ea/whitespointquarry/09.Reference.Documents/18.Fader.Seismic.Risk.pdf [accessed 13 October 2021].

Farhadi, A. et Pezeshk, S. 2020. A referenced empirical ground-motion model for Arias intensity and cumulative absolute velocity based on the NGA-East database. Bulletin of the seismological society of America, 110, pp. 508-518.

Ferdosi, B., James, M., et Aubertin, M. 2015a. Investigation of the effect of waste rock inclusions configuration on the seismic performance of a tailings impoundment. Geotechnical Geological Engineering Journal. 33, pp.1519-1537.

Ferdosi, B., James, M. et Aubertin, M. 2015b. Effect of waste rock inclusions on the seismic stability of an upstream raised tailings impoundment: a numerical investigation. Canadian Geotechnical Journal: 52(12), pp. 1930-1944.

Ferdosi, B., James, M., et Aubertin, M. 2015c. Numerical simulations of seismic and post-seismic behavior of tailings. Canadian geotechnical journal, 53(1), pp. 85-92.

FEMA. 2012. Seismic performance assessment of buildings Report No. P58-1, Volume 1 - Methodology, Prepared by Applied Technology Council (ATC), Redwood City, CA, USA, 319.

Fourie, A.B., Mikula, R.J. *et al.* 2001. Partially Saturated Tailings Sand Below the Phreatic Surface. Géotechnique 51, No. 7, pp. 577-585.

Franks, D.M., Stringer, M., Torres-Cruz, L.A. et al. 2021. Tailings facility disclosures reveal stability risks. Scientific reports 11, 5353.

Gajer, R.B., Dobry, R., Silva, W.J., Thomann, T.G., Kishore, K.L., Patel, J., Razzaq, A., et Jain, S.K. 2008. New York City DOT Seismic Design Guidelines for Bridges Considering Local Site Conditions.

Gao, Zhiwei, et Jidong Zhao. 2015. Constitutive Modeling of Anisotropic Sand Behavior in Monotonic and Cyclic Loading, Journal of Engineering Mechanics, 141.

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

Geo-Slope. 2007. SEEP/W.[logiciel].Calgary : Geo-Slope International Ltd.

Geological survey of Canada. 2019. Canada motions databases. Personal communication.

Geological survey of Canada (GSC). 2020. Deaggregation analysis and seismic hazard for Saguenay downtown. Personal communication.

Geremew, A. et Yanful, E. 2012. Laboratory Investigation of the Resistance of Tailings and Natural Sediments to Cyclic Loading. Geotech Geol Eng 30, pp. 431–447.

Ghosh, B., et Madabhushi, S. 2003. A numerical investigation into effects of single and multiple frequency earthquake motions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, pp. 691-704.

Golder. 2014. Conception du Prolongement du Parc à Résidus et de la Halde à Stériles. Projet d'Extension de la Mine Canadian Malartic.

Golder. 2014b. Rapport de Caractérisation des Résidus Miniers. Projet d'Extension de la Mine Canadian Malartic.

Golder. 2018. Site-Specific seismic hazard assessment report. Golder Associés, November 2018.

Golder. 2018b. Results of the critical state line and simple shear laboratory testing on tailings and foundation soils- Mine Canadian Malartic, Septembre 2018.

Golder. 2019. Essais sur les argiles de la Mine Malartic. Janvier 2019.

Goulet, C. A., et al. 2014. PEER NGA-east database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Gowan, M., Lee, M., et Williams, D. J. 2010. Co-disposal techniques that may mitigate risks associated with storage and management of potentially acid generating wastes. In proceedings of

the first international seminar on the reduction of risk in the Management of Tailings and Mine Waste. pp. 389-404. Australian Centre for Geomechanics.

Gouvernement du Québec. 2021. Choisir le secteur minier du Québec. Available from https://mern.gouv.qc.ca/wp-content/uploads/choisir-secteur-minier-du-quebec.pdf [accessed 20 February 2022].

Goulet, C. A., et al. 2014. PEER NGA-east database. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Grozic, J.L.H., Robertson, P.K. et Morgenstern N.R. 2000. Cyclic Liquefaction of Loose Gassy Sand. Canadian Geotechnical Journal, 37, pp. 843-856.

Grimard, L.P. 2018. Étude de laboratoire du comportement de résidus miniers soumis à des essais de compression non drainés et à une baisse du confinement, avec mesures de vitesse des ondes de cisaillement. M.Sc.A. Thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Grimard, L.P., Karray, M., James, M., et Aubertin, M. 2020. Consolidation characteristics of hydraulically deposited tailings obtained from shear wave velocity (Vs) measurements in triaxial and oedometric cells with P-RAT. Canadian Geotechnical Journal, 58(2), pp. 281-294.

Green, R. A., et Mitchell, J. K. 2003. A closer look at Arias intensity-based liquefaction evaluation procedures. In 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering. 13, pp. 15

Harder, L.F. et Stewart, J.P. 1996. Failure of Tapo Canyon tailings dam. Journal of performance of constructed facilities, ASCE, 103(3), pp. 109-114.

Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J., et Rogers, G. C. 2014. Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 National Building Code of Canada. Geological Survey of Canada Open File, 7576, 15.

Harmon, J., Hashash, Y. M., Stewart, J. P., Rathje, E. M., Campbell, K. W., Silva, W. J., and Ilhan, O. 2019. Site amplification functions for central and eastern North America–Part II: Modular simulation-based models. Earthquake Spectra, 35(2), pp. 815-847.

Harp, E. L., et Wilson, R. C. 1995. Shaking intensity thresholds for rock falls and slides: evidence from 1987 Whittier Narrows and Superstition Hills earthquake strong-motion records. Bulletin of the Seismological Society of America, 85(6), pp. 1739-1757.

Hashash, Y. M., Ilhan, O., Hassani, B., Atkinson, G. M., Harmon, J., et Shao, H. 2020. Significance of site natural period effects for linear site amplification in central and eastern North America: Empirical and simulation-based models. Earthquake Spectra, 36(1), pp. 87-110.

He, X., Wei. W., et Shun W. 2019. A constitutive model for granular materials with evolving contact structure and contact forces—Part I: framewor', Granular Matter, 21: 16.

Holtz, R.D. et Kovacks, W.D. 1991. Introduction à la géotechnique (édition en français traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.

Humar, J. 2015. Background to some of the seismic design provisions of the 2015 National Building Code of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, 42(11), pp. 940-952.

Hynes-Griffin, M.E., et Franklin, A.G. 1984. Rationalizing the seismic coefficient method. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station. Miscellaneous Paper GL-84-13,37.

Idriss, I. M. 1991. Earthquake ground motions at soft soil sites. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

Idriss, I. M., et Boulanger, R. W. 2003. Estimating Ka for use in evaluating cyclic resistance of sloping ground. Proc., 8th U.S.–Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction, Rep. No. MCEER-03-0003, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.

Idriss, I. M., et Boulanger, R. W. 2008. Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.

Ishihara, K., Sodekawa, M. et Tanaka, Y. 1978. Effects of Overconsolidation on Liquefaction Characteristics of Sands Containing Fines. Proceedings of Dynamic Geotechnical Testing, Denver CO, USA. (pp. 246-264). Philadelphia: ASTM.

Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y. et Takahashi, Y. 1980. Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials. Soils and foundations, 20(4), pp. 127-142.

Ishihara, K., Sodekawa, M. et Tanaka, Y. 1981. Cyclic Strength of Undisturbed Mine Tailings. Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St-Louis USA. pp. 53- 58. New York: ASCE.

Ishihara, K., Yasuda, S. et Yoshida, Y. 1990. Liquefaction induced Flow failure of embankments and residual strength of silty sands. Soil and foundation, 30: pp. 69-80.

Ishihara, K. 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. Géotechnique, 43, pp. 351-451.

Ishihara, K. 1996. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Oxford: Oxford University Press.

Ishibashi, I. 1992: Discussion to Effect of soil plasticity on cyclic response by M. Vucetic and R. Dobry, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, VOL. 118, No. 5, pp. 830-832.

Ishibashi, I. et Zhang, X. 1993. Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay. Soil and Foundation, Vol 33. pp. 182-191.

International Commission on Large Dams (ICOLD). 2001. Tailings Dams – Risk of Dangerous Occurrences – Lessons Learnt from Past Experiences. Bulletin No. 121. Paris: Commission Internationale des Grands Barrages.

Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). 2016. FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 8.00. Computer software and user manual. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minn.

Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., Yniesta, S., et Zafarani, A. 2019. On the seismic response of tailings dikes constructed with the upstream and center line methods. Geosciences for Sustainability. Proceedings of the 72th CGS Conference, St. John's, Canada.

Jahanbakhshzadeh, A. et Aubertin, M. 2020. The effect of waste rock inclusions on the slope stability of tailings dike. Proceedings of the 73th Canadian Geotechnical Society Conference, Calgary, Canada.

Jahanbakhshzadeh, A., et Aubertin, M. 2021. Rapport synthèse de caractérisations géotechniques des résidus miniers, Mine Canadian Malartic.

Jain, S. K., Murty, C. V. R., Arlekar, J. N., Rajendran, C. P., Rajendran, K., et Sinha, R. 1999. Chamoli (Himalaya, India) Earthquake of 29 March 1999. EERI special earthquake report, EERI newsletter, 33(7).

James, M. 2009. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Thèse de Ph.D, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

James, M. et Aubertin, M. 2010. On the Dynamic Response of Tailings and the Stability of Tailings Impoundments for Hard Rock Mines. Geotechnical News, 28. pp. 39-43.

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., et Wilson, G. W. 2011. A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. Canadian Geotechnical Journal: 48(11), pp. 1587-1600.

James, M., et Aubertin, M. 2012. The use of waste rock inclusions to improve the seismic stability of tailings impoundments. In Proceeding of GeoCongress 2012, Oakland, Calif., 22–25 March 2012. American Society of Civil Engineers. pp. 4166–4175.

James, M. et Aubertin, M. 2013. On the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013. pp 735-738.

James, M., Aubertin, M., Bussière, B., Pednault, C., Pépin, N., et Limoges, M. 2017. A research project on the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. Proceedings of GeoOttawa CGS Conference.

Jaouhar, E.M. Aubertin, M. et James, M. 2013. The Effect of Tailings Properties on their Consolidation Near Waste Rock Inclusions. Proceedings of the 66th Canadian Geotechnical Conference, Montréal. QC.

Jefferies, M. 1993. Nor-Sand: a simple critical state model for sand. Géotechnique, 43(1), 91-103.

Jefferies, M., et Been, K. 2015. Soil liquefaction: a critical state approach. CRC press.

Jibson R.W. 2011. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes a retrospective. Eng Geol 122: pp. 43–50.

Kalkan, E., et Chopra, A. K. 2010. Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures.

Kam, S, Girard, J, Hmidi, N, Mao, Y. et Longo, S. 2011. Thickened tailings disposal at Musselwhite Mine.R Jewell & AB Fourie (eds), Paste 2011 Proceedings of the 14th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 225-236.

Karray, M., Hussien, M.N., et Chekired, M. 2015. Evaluation of compatibility between existing liquefaction charts in Eastern regions of North America. *In* Proceedings GeoQuebec 2015, pp. 20-23 September 2015. Canadian Geotechnical Society

Kayen, R. E., et Mitchell, J. K. 1997. Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(12), pp. 1162-1174.

Kempton J.J, et Stewart P.J. 2006. Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions consideration site and near- source effects. Earthquake Spectra 22, pp. 958–101.

Kiernan P. 2016. Engineers say Brazilian disaster shows world-wide danger from Hoover Dam-size earthen structures holding 'tailings' waste. Consulté le 20 novembre 2016. http://www.wsj.com/articles/brazils-samarco-disaster-mining-dams-grow-to-colossal-heights-and-so-do-the-risks-1459782411

Kokusho, T. 1980. Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range. Soil and Foundation, Vol 20. pp. 45-60.

Kokusho, T., Yoshida, Y., et Esashi, Y. 1982. Dynamic properties of soft clay for wide strain range. Soils and Foundations, 22(4), pp.1-18.

Kokusho, T. 2007. Liquefaction strengths of poorly-graded and well-graded granular soils investigated by lab tests. In Earthquake géotechnical engineering. pp. 159-184.

Kramer, S.L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.

Kramer, S. et Mitchell, R. 2006. Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation. Earthquake Spectra 22, pp. 413 – 438.

Ladd, C. C. 1991. Stability evaluation during staged construction. Journal of geotechnical engineering, 117(4), pp. 540-615.

Ladd, C. C., et Foott, R. 1974. New design procedure for stability of soft clays. Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, 100(7), pp. 763-786.

Lambe, T.W. et Whitman, R.V. 1979. Soil Mechanics. SI Version, Wiley, New York.

Lee, K. M., Shen, C. K., Leung, D. H. K., et Mitchell, J. K. 1999. Effects of placement method on geotechnical behavior of hydraulic fill sands. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 125(10), pp. 832-846.

Lee, J. et Green, R.A. 2010. An empirical Arias intensity relationship for rock sites in stable continental regions. Proceedings of International conference on earthquakes engineering, Tokyo, Japan.

Lee, J. et Green, R.A. 2014. An empirical significant duration relationship for stable continental regions. Bulletin Earthquake Engineering, 12, pp. 217-235.

Leps, T. M. 1970. Review of Shearing Strength of Rockfill (with discussions). Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM4, pp. 1159-1170.

Leroueil, S., Tavenas, F., et Bihan, J. P. L. 1983. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal, 20(4), pp. 681-705.

Li, B., Lu, Y., Pandey, M. D., Ma, G., Liu, Y., Mei, Z., et Shen, L. 2020. Evaluation of amplitude-scaled and spectrum-matched motions to estimate ground-motion amplification factors. Bulletin of Earthquake Engineering, 18(10), pp. 4659-4679.

Linero, S., Palma. C. et Apablaza. R. 2007. Geotechnical Characterisation of Waste Material in Very High Dumps with Large Scale Triaxial Testing. International Symposium on Rock Slope Stability 2007, Perth, Australia. pp. 59-75.

Lingwall, B. N, 2017. Calibration of the PM4Sand Model for Sands with Substantial Amounts of Fines. In proceedings Geotechnical Frontiers, Orlando, Florida, March 12–15, 2017, pp. 321-331.

Locat, J. 2011. La localisation et la magnitude du séisme du 5 février 1663 (Charlevoix) revues à l’aide des mouvements de terrain. Canadian Geotechnical Journal, 48(8), pp. 1266-1286.

Luco, N., et Cornell, C. A. 2007. Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. Earthquake Spectra, 23(2), pp. 357-392.

Lyu, Z., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., et Cao, J. 2019. A comprehensive review on reasons for tailings dam failures based on case history. Advances in Civil Engineering, 2019.

Makdisi, F.I., et Seed, H.B. 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division 104, pp 849–867.

Martin, V., McMullen, J., et Aubertin, M. 2006. Les Résidus en Pâte et la Déposition en Surface des Rejets de Concentrateur.

McLemore, V.T., Fakhimi, A., van Zyl, D., Ayakwah, G.F., Anim, K., Boakye, K., Ennin, F., Felli, P., Fredlund, D., Gutierrez, L.A.F., *et al.* 2009. Literature review of other rock piles: characterization, weathering, and stability: New Mexico Bureau of Geology and Mineral Resources, New Mexico Bureau of Geology and Mineral Resources.

Maknoon, M. 2016. Slope stability analyses of waste rock piles under unsaturated conditions following large precipitations. Thèse de Doctorat. École Polytechnique de Montréal

Martin, V., Aubertin, M. et McMullen, J. 2006. Surface disposal of paste tailings. Communication présentée à 5th ICEG Environmental Geotechnics: Opportunities, Challenges and Responsibilities for Environmental Geotechnics, Cardiff, UK, pp. 1471-1478.

Martin, V, Aubertin, M, Benzaazoua, M et Zhan, G. 2010. Investigation of near-surface exchange processes in reactive paste tailing. Paste 2010: Proceedings of the Thirteenth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 265-278

Michaud, D., et Léger, P. 2014. Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America. Canadian journal of civil engineering, 41(3), pp. 232-244.

Ministère de l'énergie et des ressources naturelles (MERN). 2017. Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec. No de publication M08-03-1710.

Mitchell, D., Tinawi, R., et Law, T. 1990. Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, 17(3), pp. 338-365.

Mitchell, K. et Soga, K. 2005. Fundamentals of Soil Behavior. Toronto ON: John Wiley & Sons, Inc.

Morin, K.A., Gerencher, E., Jones, C.E., et Konasewich, D.E. 1991. Critical Literarure Review of Acid Drainage from Waste Rock. MEND Project 1.11.1.

Muir Wood, D. 1991. Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge university press, Cambridge, UK.

Naesgaard, E., et Byrne, P.M. 2007. Flow liquefaction simulation using a combined effective stress – total stress model. 60th Canadian Geotechnical Conference. Ottawa, Ontario, 21–24 October 2007. Canadian Geotechnical Society, pp. 943–950.

Naesgaard, E. 2011. A hybrid effective stress – total stress procedure for analyzing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow. Ph.D. thesis, Civil Engineering Department, University of British Columbia.

National building code of Canada (NBC) 2015. National research council of Canada. Ottawa.

National Research Center (NRC) 1985. Liquefaction of soils during earthquakes. Washington DC: National Academy Press.

NEHRP. 2003. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions Washington, DC: Building Seismic Safety Council.

Newmark, N.M. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique 15, pp.139-159.

Nguyen, H. B. K., M. M. Rahman, et A. B. Fourie. 2020. Effect of Particle Shape on Constitutive Relation: DEM Study. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 146 (7).

Nikolaou, S., Pehlivan, M., Richins, J., Lincoln, L., et Deming, P. 2014. Seismic response of shallow sites in eastern us: implications to the state of practice. Proc. Of tenth National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage, AK.

NIST. 2011. Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses. Gaithersburg, Maryland: NIST GCR 11-917-15.

Olson, S. M., et Stark, T. D. 2002. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. Canadian Geotechnical Journal, 39(3), pp. 629-647.

Olson, S. M., et Stark, T. D. 2003. Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8), pp. 727-737.

Park, S. S., Nong, Z. Z., et Lee, D. E. 2020. Effect of vertical effective and initial static shear stresses on the liquefaction resistance of sands in cyclic direct simple shear tests. Soils and Foundations, 60(6), pp. 1588-1607.

Opris, R.I. 2017. Caractérisation de résidus miniers à l'aide d'essais de pénétration au cône. M.Sc.A. thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Ovalle, C., Linero, S., Dano, C., Bard, E., Hicher, P.-Y. et Osses, R. 2020. Data compilation from large drained compression triaxial tests on coarse crushable rockfill materials. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 146(9)

Peregoedova, A., Aubertin, M., et Bussière, B. 2013. Laboratory measurement and prediction of the saturated hydraulic conductivity of mine waste rock. Proceedings of the GeoMontreal.

Poncelet, N. 2012. Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. M.Sc.A. Thesis, Civil, Geological and Mining Engineering Department, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada.

Potts, D.M. et Zdravkovic, L. 1999. Finite element Analysis in Geotechnical Engineering. Theory. Ed. Thomas Telford.

Puebla, H. 1999. A constitutive model for sand and the analysis of the CanLex embankments. Ph.D. Thesis. University of British Columbia, Vancouver BC, Canada.

Prasad SK, Vijayendra K V et Nayak S. 2019. Issues on seismic site characterization. In: Frontiers in geotechnical engineering. Springer, pp 217–248.

Qiu, Y. et Sego, D.C. 2001. Laboratory Properties of Mine Tailings. Journal Canadien de Geotechnique, 38, pp.183–190.

Rana, N. M., Ghahramani, N., Evans, S. G., McDougall, S., Small, A., et Take, W. A. 2021. Catastrophic mass flows resulting from tailings impoundment failures. Engineering Geology, 292, 106262.

Rathje, E. M., et Bray, J. D. 1999. An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures. Canadian Geotechnical Journal, 36(1), pp. 72-87.

Rathje, E. M., Wang, Y., Stafford, P. J., Antonakos, G., et Saygili, G. 2014. Probabilistic assessment of the seismic performance of earth slopes. Bulletin of Earthquake Engineering, 12(3), pp. 1071-1090.

Reid, D. et Fourie, A.B., 2015. The influence of slurry density on in situ density. Proceedings of the 18th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 95-106.

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A.R., Diez Herrero, A., et Pereira H.G. 2007. Reported Tailings Dam Failures A Review of the European Incidents in the Worldwide Context. Journal of Hazardous Materials. 152. pp 846–852.

Riemer, M., Moriwaki, Y. et Obermeyer, J. 2008. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress.

Riveros, G. A., and Sadrekarimi, A. 2021. Static liquefaction behaviour of gold mine tailings. Canadian Geotechnical Journal, 58(6), 889-901.

Robertson P.K. 2018. Evaluation of liquefaction in tailings and mine waste: an update. Available from https://www.cpt-robertson.com/publications/ [accessed 13 Mars 2020].

Robinsky, E.I. 1999. Thickened Tailings Disposal in the Mining Industry, Robinsky Associates, Toronto.

Roche, C., Thygesen, K., et Baker, E. 2017. Mine Tailings Storage: Safety Is No Accident. A UNEP Rapid Response Assessment. United Nations Environment Programme and GRID-Arendal, Nairobi and Arenda.

Roscoe, K. H., Schofield, A. W., et Worth, C. P. 1958. On the yielding of soils. Géotechnique: 8(1), pp. 22–53.

Roscoe, K., et Burland, J. B. 1968. On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, pp. 535-609.

Salam, S., Xiao, M., Khosravifar, A., et Ziotopoulou, K. 2021. Seismic stability of coal tailings dams with spatially variable and liquefiable coal tailings using pore pressure plasticity models. Computers and Geotechnics, 132, 104017.

Saleh Mbemba, F. 2016. Analyse et optimisation de la performance des inclusions rigides Durant la consolidation, le drainage et la dessiccation des résidus miniers. Ph.D. thesis, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Montréal, Q.C.

Saleh-Mbemba, F., Aubertin, M., et Boudrias, G. 2019. Drainage and consolidation of mine tailings near waste rock inclusions. In Sustainable and Safe Dams Around the World. pp. 3296-3305. CRC Press.

Saleh-Mbemba, F. et Aubertin, M. 2021. Physical Model Testing and Analysis of Hard Rock Tailings Consolidation Considering the Effect of a Drainage Inclusion. Geotechnical and Geological Engineering, 39(4), pp. 2777-2798.

Sanin, M.V. 2010. Cyclic shear loading of Fraser River delta silt. Ph.D. thesis. University of British Columbia. British Columbia.

Santamarina, J. C., Torres-Cruz, L. A., et Bachus, R. C. 2019. Why coal ash and tailings dam disasters occur. Science, 364(6440), pp. 526-528.

Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, A. J. P., et de Moura Costa Filho, L. 2013. Stiffness and strength governing the static liquefaction of tailings. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering: 139(12), pp. 2136-2144.

Shuttle, D., Marinelli, F., Brasile, S., et Jefferies, M. 2022. Validation of computational liquefaction for tailings : Tar Island slump. Geotechnical Research, 1-24.

Singh, S. K., Mena, E. A., et Castro, R. 1988. Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motion amplification in and near Mexico City from strong motion data. Bulletin of the Seismological society of America, 78(2), pp. 451-477.

Sivathayalan, S. 1994. Static, Cyclic and Post Liquefaction Simple Shear Reponse of Sands. Master these, University of British Columbia.Canada.

Seed, H.B. 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Géotechnique 1979 29:3, pp. 215-263.

Seed, H. B. 1983. Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. Proceedings of the Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, Philadelphia PA, USA, pp. 41-61. New York: ASCE.

Seed, H.B., et Idriss, I.M. 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Calif. Report No. EERC 70-10.

Seed, H. B. et Idriss, I. M. 1970b. A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Report No. EERC 70-9. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley CA.

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

Seed, H.B., Seed, R.B., Harder, L.F. et Jong, H.L. 1988. Re-evaluation of the Slide in the Lower San Fernando Dam in the Earthquake of Feb. 9, 197 1, Report No. UCB/EERC88/04, EERC and UC Berkeley.

Seed, H. B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M. *et al.* 2003. Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A unified and Consistent Framework. 26th annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, pp.1-71. Long Beach, California, April 30.

Seid-Karbasi, M., et Byrne, P.M. 2004. Embankment dams and earthquakes. Journal of Hydropower and Dams, 11(2), pp. 96–102.

Séismes Canada. 2016. Calculateur de Risque Sismique pour le Code National du Bâtiment du Canada 2015 http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index_2015-fr.php. En ligne. Consulté le 27 Juillet 2016.

Séismes Canada. 2016. Les Zones Sismique du Canada. http://www.seismescanada.rncan.gc.ca /zones/index-fr.php. En ligne Consulté le 27 Juillet 2016.

Small, A., James, M. et M. Al-Mamun. 2017. Advancing the State of Practice for Tailings Assessment Using Empirical Correlations. Proceedings of the Canadian Dam Association 2017 Annual Conference, Kelowna, BC, Oct. 16-18, 2017

Soares, L., Arnez, F.I., et Hennies, W.T., 2000. Major causes of accidents in tailing dam due to geological and geotechnical factors. In: Mine Planning and Equipment Selection – International Symposium, pp. 371–376.

Stewart, J. P., Blake, T. F., et Hollingsworth, R. A. 2003. A Screen Analysis Procedure for Seismic Slope Stability. Earthquake Spectra, 19(3), pp 697-712.

Taiebat, M., et Dafalias, Y. F. 2008. SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 32(8), pp. 915-948.

Travasarou, T. et Bray, J. D. 2003. Optimal ground motion intensity measures for assessment of seismic slope displacements, in 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand.

Travasarou, T., Bray, J.D., et Abrahamson, N.A. 2003b. Empirical attenuation relationship for Arias Intensity. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, In press.

Troncoso, J. H. 1986. Critical State of Tailing Silty Sands for Earthquake Loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 5(3), pp. 248-252.

Troncoso, J. H., Ishihara, K. et Verdugo, R. 1988. Aging Effects on Cyclic Shear Strength of Tailings Materials. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol. III).

Troncoso, J. H. et Verdugo, R. 1985. Silt Content and Dynamic Behavior of Tailings Sands. Proceedings of the 11th Intl Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco CA, USA,Vol 3., pp. 1311-1314.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE). 2009. Selection of Design Earthquakes and Associated Ground Motions, EC 1110-2-6000.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE). 2016. Selection of Design Earthquakes and Associated Ground Motions, ECB 2016-12EM 1110-2-6000.

Vaid, Y. P. et Sivathayalan, S. 2000. Fundamental Factors Affecting Liquefaction Susceptibility of Sands. Canadian Geotechnical Journal, 37, pp. 592-606.

Vaid, Y. P., Stedman, J. D. et Sivathayalan, S. 2001. Confining Stress and Static Shear Effects in Cyclic Liquefaction. Canadian Geotechnical Journal, 38, pp. 580-591.

Vaid, Y.P. et Chern, J. C. 1983. Mechanism of Deformation During Cyclic Undrained Loading of Saturated Sands. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2 (3), pp.171-177.

Vaid, Y.P., Chern, J. C. et Tumi, H. 1985a. Confining Pressure, Grain Angularity and Liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, 111(10), pp. 1229-1235.

Vaid, Y.P., et Chern, J. C. 1985b. Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands. Advances in Sols Testing, pp. 120-147

Vaid, Y. P. et Thomas, J. 1995. Liquefaction and Post-Liquefaction Behavior of Sand. Journal of Geotechnical Engineering, 121(2), pp. 163-173.

Verdugo, R. 1983. Influencia del Porcentaje de Finos en la Resistencia Ciclica de Arenas de Relave. Memoria para optar al titulo de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Catolica de Chile, Santiago, Chile.

Verdugo, R., et Ishihara, K. 1996. The steady state of sandy soils. Soils and foundations: 36 (2), pp. 81-91.

Verdugo, R. et Viertel, P. 2004. Effect of density and fines content on the cyclic strength of copper tailings. V Congreso Chileno de Geotecnia.

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

Verdugo, R., et Santos, E. 2009. Liquefaction Resistance of Thickened Tailings of Copper Mines. In Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Verma, P., Seidalinova, A., et Wijewickreme, D. 2019. Equivalent number of uniform cycles versus earthquake magnitude relationships for fine-grained soils. Canadian Geotechnical Journal, 56(11), pp. 1596-1608.

Viertel, P. 2003. Efecto del Contenido de Finos y de la Densidad Relativa en la Resistencia Ciclica de Arenas de Relave. Memoria para optar al titulo de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

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

Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A. et Valenzuela, P. 2014. Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. Canadian Geotechnical Journal, 51, pp. 449-464.

Vucetic, M., et Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering, 117(1), pp. 89-107.

Wair, B. R., DeJong, J. T., et Shantz, T. 2012. Guidelines for estimation of shear wave velocity profiles. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Report 2012/08.

Wang, R., Zhang, J. M., et Wang, G. 2014. A unified plasticity model for large post-liquefaction shear deformation of sand. Computers and Geotechnics, 59, 54-66.

Wei, X., et J. Yang. 2019. A critical state constitutive model for clean and silty sand. Acta Geotechnica, 14, pp. 329–345.

Williams,D.J., et Walker, L.K. 1983. Laboratory and Field Strength of Mine Waste Rock. University of Queensland. Research report No. CE 48.

Williams, D.J. 2000. Assessment of embankment parameters. In Slope Stability in Surface Mining, Society for Mining Metallurgy. pp. 275-284.

Wickland, B., et Wilson, G. W. 2005. Research of co-disposal of tailings and waste rock. Geotechnical news-vancouver-, 23(3).

Wickland B.E. et Wilson, W. 2005b. Self-weight consolidation of mixtures of mine waste rock and tailings. Canadian Geotechnical Journal. 42, pp. 327–339.

Wijewickreme, D., Sanin, M.V., et Greenaway, G. 2005a. Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. Canadian Geotechnical Journal, 42(5), pp. 1408–1421.

Wijewickreme, D., Sriskandakumar, S., et Byrne, P. 2005b. Cyclic Loading Response of Loose Air-Pluviated Fraser River Sand for Validation of Numerical Models Simulating Centrifuge Tests. Canadian Geotechnical Journal, 42(2), pp. 550–561.

Wickland, B. E., Wilson, G. W., Wijewickreme, D., et Klein, B. 2006. Design and evaluation of mixtures of mine waste rock and tailings. Canadian Geotechnical Journal, 43(9), pp. 928-945.

Wijewickreme, D., Khalili, A., et Wilson, G. W. 2010. Mechanical response of highly gap-graded mixtures of waste rock and tailings. Part II: Undrained cyclic and post-cyclic shear response. Canadian Geotechnical Journal, 47(5), pp. 566-582.

WISE Uranium. 2022. Chronology of major tailings dam failures. http://www.wise-uranium.org/mdaf.html .Website accessed on mars 15 2022

Wong, A., et Wang, C.Y. 2007. Field relations between the spectral composition of ground motion and hydrological effects during the 1999 Chi-Chi (Taiwan). Earthquake, J. Geophys. Res., 112, B10305.

Wu, W. et Bauer, E. 1994. A simple hypoplastic constitutive model for sand. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 18: 833-862.

Xia, H. et Hu, T. 1991. Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, 117, pp. 1347-1362.

Yegian, M.K., Eseller-Bayat, E. *et al.* 2007. Induced-Partial Saturation for Liquefaction Mitigation: Experimental Investigation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No. 4, pp. 372-380.

Yoshimi, Y., Tanaka, K., et Tokimatsu, K. 1989. Liquefaction Resistance of a Partially Saturated Sand. Soils and Foundations. 29, pp. 157–162.

Yu, H-S. 2007. Plasticity and Geotechnics. Springer.

Zafarani, A. R., Yniesta, S., et Aubertin, M. 2020. Effect of height and downstream slope on the seismic behavior of tailings impoundments reinforced with waste rock inclusions. Proceedings of the 74th Canadian Geotechnical Society Conference.

Zafarani, A.R. 2022. Using numerical modeling with dynamic loading to develop a procedure for the optimal design of waste rock inclusions in tailings impoundments. Ph.D. Thesis. Ecole Polytechnique de Montreal. In preparation.

Zen, K., Umehara, Y., et Hamada, K. 1978. Laboratory tests and in-situ Seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities. Proc. Fifth Japanese Earthquake Engineering Symp, pp. 721-728.

ANNEXE A DÉTERMINATION DE L'ALÉA SISMIQUE À CONSIDÉRER POUR L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ SISMIQUE DES PARCS À RÉSIDUS

PARAMÈTRES ET SPECTRES DES ACCÉLÉROGRAMMES SÉLECTIONNÉS

Les valeurs de PGA, PGV, CAV et $Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ et spectres correspondent aux valeurs ajustées pour chaque région d'intensité sismique Malartic (région d'intensité modérée), Saguenay (région d'intensité élevée)

Tableau AA-1 Paramètres et caractéristiques de accélérogrammes sélectionnés de haute fréquence

Nom	Record	$V_{s(30)}$ (m/s) ou condition du sol	M_w	Dist. (km)	$D_{5\text{-}75}$ (s)	$D_{5\text{-}95}$ (s)	F_{pred} (Hz)	PGA Saguenay (m/s^2)	PGA Malartic (m/s^2)	CAV Saguenay (m/s)	CAV Malartic (m/s)	PGV Saguenay (m/s)	PGV Malartic (m/s)	$Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ Saguenay (m/s^2)	$Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ Malartic (m/s^2)
High-frequency content ground motions															
Saguenay	S49	2000	5.9	92	4.0	9.8	8.3	4.39	1.60	6.3	2.3	0.17	0.06	2.25	0.82
Nahanni	ENT	Rock	6.8	7	2.7	4.5	16.7	4.56	1.69	5.0	1.8	0.17	0.06	3.10	1.15
Atkinson 7.0	42-2	Rock	7.0	94	4.9	7.6	16.7	3.14	1.16	6.3	2.3	0.16	0.06	1.78	0.66
Turkey	ABY090	Rock	7.3	16	19.6	28.8	7.1	2.83	1.03	11.2	4.1	0.14	0.05	1.27	0.47
SOR	315	Rock	6.7	54	13.5	25.4	25.0	2.88	1.05	10.4	3.8	0.10	0.04	1.62	0.59
Chichi	TCU095	Rock	7.6	43	10.6	14.5	10.0	3.98	1.45	7.9	2.9	0.22	0.08	2.74	1.00
Chichi	1518	887	7.6	94	11.5	21.6	10.0	2.20	0.80	10.4	3.8	0.29	0.10	2.69	0.98
Tottori	3920	1047	6.6	70	11.7	16.8	12.5	2.27	0.83	9.1	3.3	0.31	0.11	2.00	0.73
Tottori	6287	1068	6.6	191	5.38	10.9	12.5	2.84	1.04	7.3	2.7	0.18	0.07	1.60	0.59
Iwate	5670	1423	6.9	83	12.3	17.4	12.5	2.21	0.81	9.5	3.5	0.10	0.04	0.86	0.31

Tableau AA-2 Paramètres et caractéristiques de accélérogrammes sélectionnés de basse fréquence

Nom	Record	$V_{s(30)}$ (m/s) ou condition du sol	M_w	Dist. (km)	D_{5-75} (s)	D_{5-95} (s)	F_{pred} (Hz)	PGA Saguenay (m/s^2)	PGA Malartic (m/s^2)	CAV Saguenay (m/s)	CAV Malartic (m/s)	PGV Saguenay (m/s)	PGV Malartic (m/s)	$Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ Saguenay (m/s^2)	$Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ Malartic (m/s^2)
Low-frequency content ground motions															
Loma Prieta	804	1020	6.9	63	5.1	11.3	4.2	2.38	0.87	8.4	3.1	0.33	0.12	3.54	1.29
Northridge	1709	1015	5.3	22	3.8	8.2	2.1	3.31	1.21	6.3	2.3	0.15	0.05	3.10	1.13
Northridge	E4	Rock	7.0	20	9.8	19.6	4.6	2.20	0.80	10.4	3.8	0.24	0.09	2.91	1.06
El Mayor	6041	827	7.2	111	15.1	24.1	5.6	2.07	0.76	11.4	4.2	0.21	0.08	2.12	0.77
San Fernando	80	969	6.6	22	5.6	10.7	3.8	2.73	0.99	7.3	2.7	0.17	0.06	1.87	0.68
Morgan	455	1428	6.2	15	5.5	8.3	7.0	3.85	1.40	6.4	2.3	0.11	0.04	1.54	0.56
Tabas	143	767	7.3	2	8.3	16.5	4.8	2.37	0.86	8.8	3.2	0.28	0.10	2.77	1.01
Kocaeli	1165	811	7.5	7	6.0	12.0	3.6	2.45	0.89	7.7	2.8	0.43	0.16	2.99	1.09
Tottori	6428	1288	6.6	188	21.1	28.0	5.0	2.30	0.84	10.5	3.8	0.41	0.15	3.24	1.18
Tottori	3954	967	6.6	15	2.0	7.9	5.0	3.16	1.15	7.1	2.6	0.29	0.11	3.20	1.17

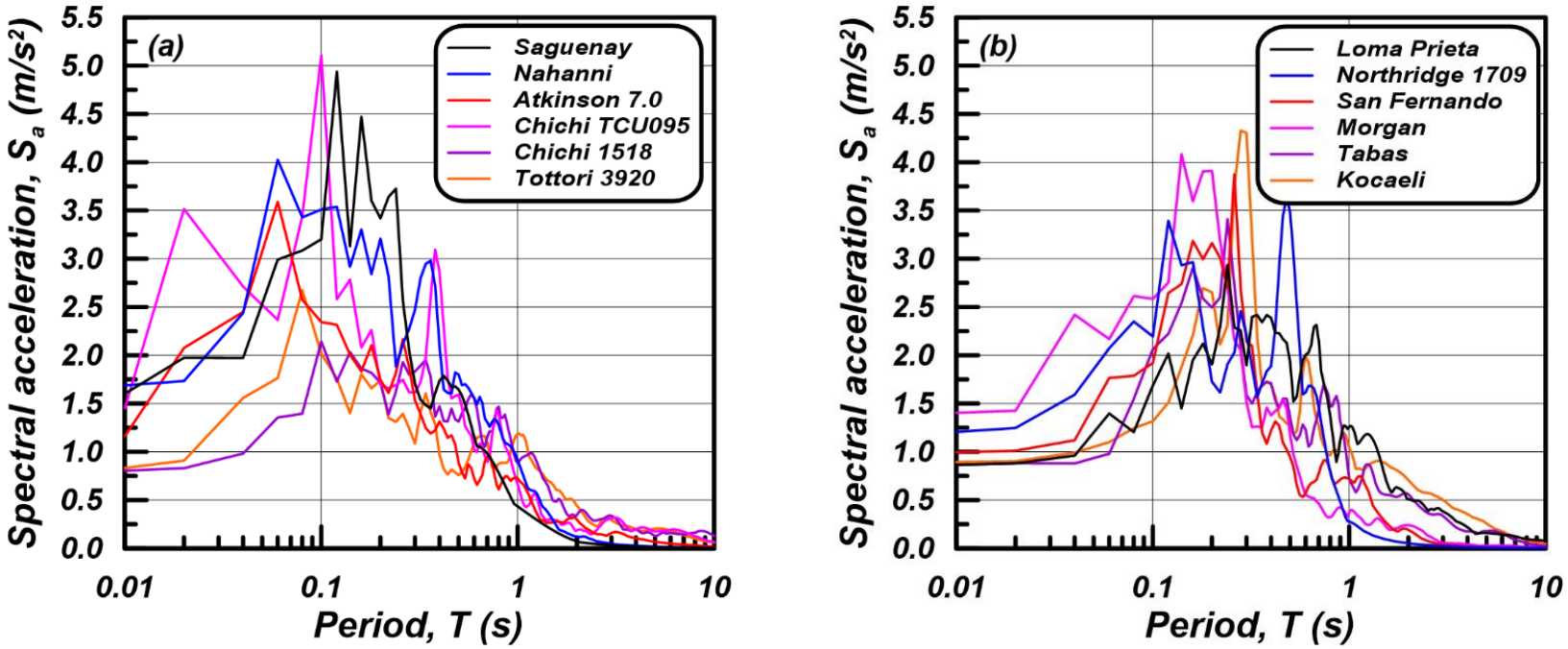


Figure AA-1 Spectre ajustés pour l'intensité sismique modère (Malartic) a) haute fréquence b) basse fréquence

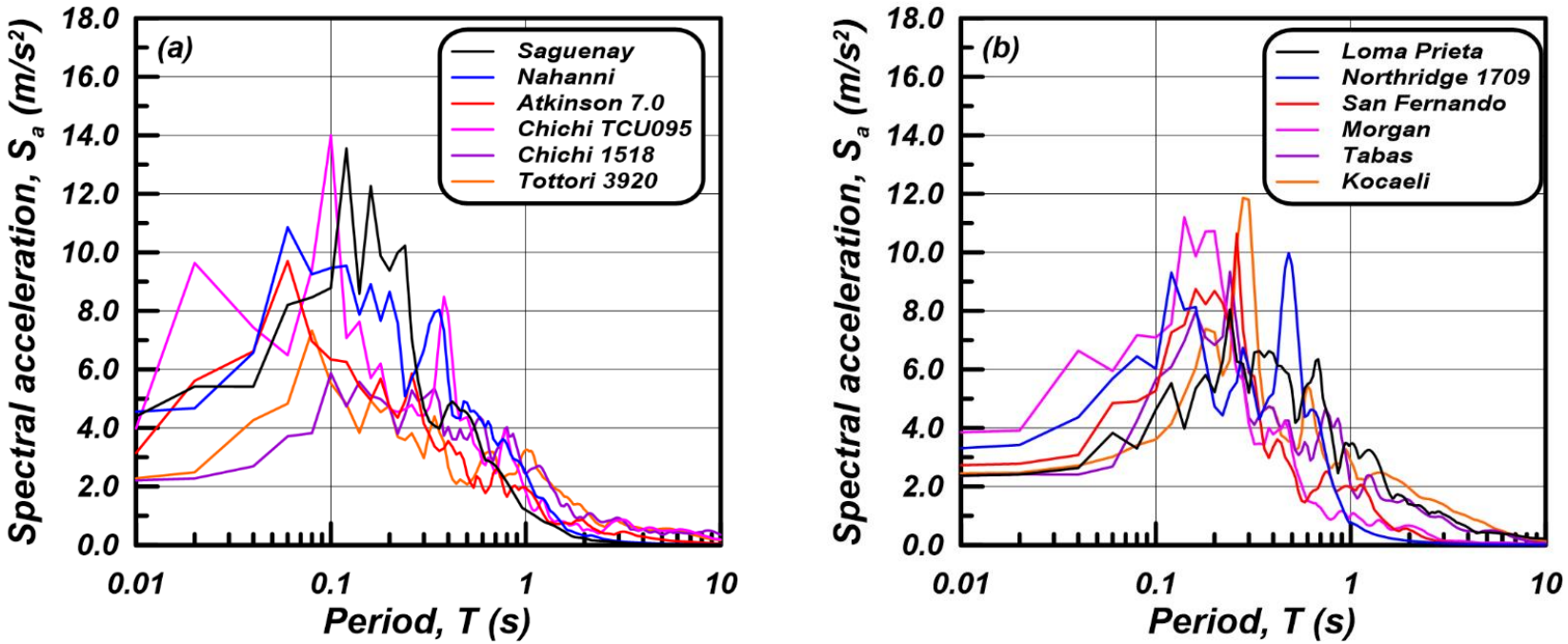


Figure AA-2 Spectre ajustés pour l'intensité sismique élevée (Saguenay) a) haute fréquence b) basse fréquence

SPECTRE CONDITIONNEL MOYEN (CMS)

Tableau AA-3 Paramètres de désagrégation sismique pour la ville de Malartic à la période d'intérêt pour une période de retour de 2475 ans

Period of interest:	0.6	s
Mean Magnitude S(T=1.0s)	7.05	M
Mean Distance	199.25	km

Tableau AA4 Calcul du le nombre d'écarts types, ε, et du Spectre Conditionnel Moyen (CMS) à la période naturelle du parc à résidus avec la méthodologie de Baker (2011) pour la ville de Malartic pour une période de retour de 2475 ans

T (s)	Sa (g)	Median GMM (g)	σ	ε	T_{min}	T_{max}	C1	C2	C3	C4	ρ	CMS Sa 0.6
0.01	0.069	0.030	0.23	3.66	0.01	0.6	0.416	0	0.42	0.64	0.64	0.063
0.05	0.105	0.046	0.23	3.54	0.05	0.6	0.416	0	0.42	0.54	0.54	0.089
0.1	0.147	0.053	0.23	4.42	0.1	0.6	0.416	0	0.42	0.42	0.42	0.087
0.2	0.116	0.044	0.23	4.22	0.2	0.6	0.609	0	0.61	0.77	0.61	0.090
0.3	0.097	0.034	0.23	4.51	0.3	0.6	0.749	0	0.75	0.77	0.75	0.083
0.5	0.082	0.026	0.23	5.07	0.5	0.6	0.933	0	0.93	0.95	0.93	0.077
0.6	0.0762	0.023	0.23	5.15	0.6	0.6	1.000	0	1.00	1.00	1.00	0.076
1	0.053	0.014	0.23	5.66	0.6	1	0.814	0	0.81	0.86	0.81	0.038
2	0.034	0.007	0.27	5.67	0.6	2	0.573	0	0.57	0.67	0.57	0.016
5	0.006	0.002	0.27	4.07	0.6	5	0.300	0	0.30	0.43	0.30	0.003
10	0.001	0.001	0.27	0.46	0.6	10	0.143	0	0.14	0.26	0.14	0.001

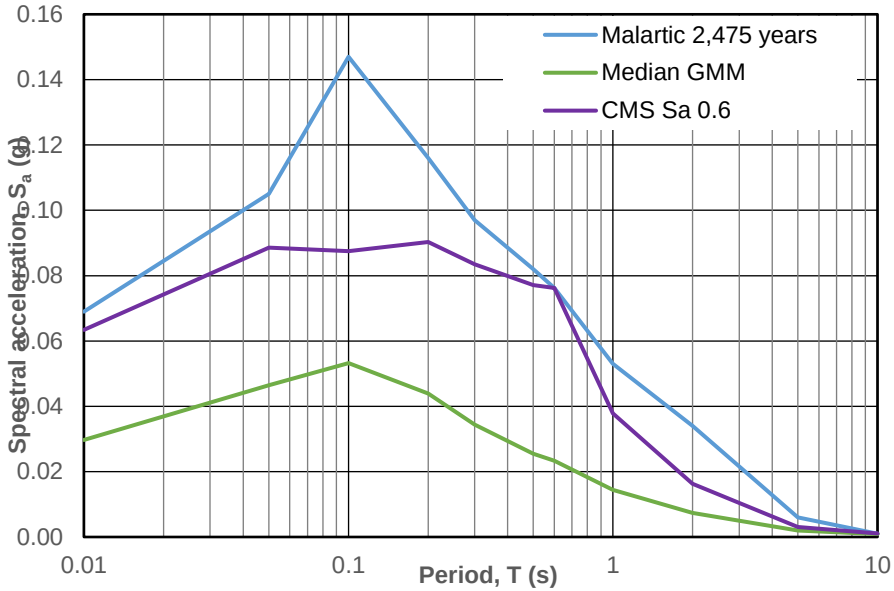


Figure AA-3 Spectre Conditionnel Moyen (CMS) obtenue pour la ville de Malartic pour une période de retour de 2,475 ans

Tableau AA-5 Paramètres de désagrégation sismique pour la ville de Malartic à la période d'intérêt pour une période de retour de 10,000 ans

Period of interest:		0.6	s
Mean Magnitude S(T=1.0s)		7.15	M
Mean Distance		156	km

T (s)	Sa (g)	Median GMM (g)	σ	ε	T_{min}	T_{max}	C1	C2	C3	C4	ρ	CMS Sa 0.6
0.01	0.135	0.049	0.23	4.45	0.01	0.6	0.416	0	0.42	0.64	0.64	0.115
0.05	0.208	0.079	0.23	4.18	0.05	0.6	0.416	0	0.42	0.54	0.54	0.166
0.1	0.286	0.088	0.23	5.12	0.1	0.6	0.416	0	0.42	0.42	0.42	0.155
0.2	0.217	0.069	0.23	4.98	0.2	0.6	0.609	0	0.61	0.77	0.61	0.156
0.3	0.177	0.053	0.23	5.25	0.3	0.6	0.749	0	0.75	0.77	0.75	0.145
0.5	0.146	0.039	0.23	5.76	0.5	0.6	0.933	0	0.93	0.95	0.93	0.1364
0.6	0.136	0.035	0.23	5.85	0.6	0.6	1.000	0	1.00	1.00	1.00	0.1364
1	0.098	0.022	0.23	6.48	0.6	1	0.814	0	0.81	0.86	0.81	0.066
1.1	0.095	0.021	0.23	6.55	0.6	1.1	0.780	0	0.78	0.83	0.78	0.060
2	0.068	0.012	0.27	6.52	0.6	2	0.573	0	0.57	0.67	0.57	0.029
5	0.013	0.003	0.27	4.87	0.6	5	0.300	0	0.30	0.43	0.30	0.006
10	0.003	0.001	0.27	2.63	0.6	10	0.143	0	0.14	0.26	0.14	0.002

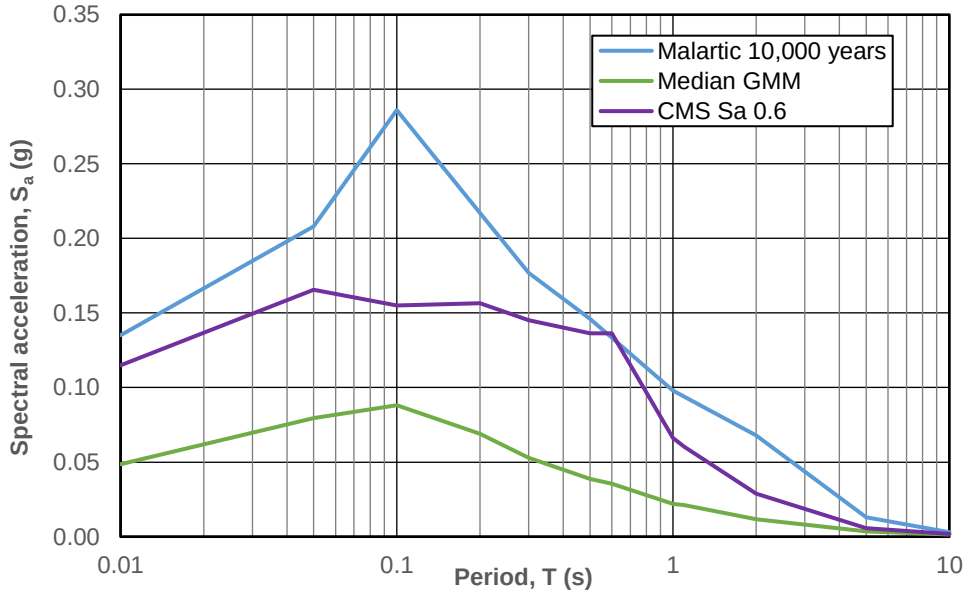


Figure AA-4 Spectre Conditionnel Moyen (CMS) obtenue pour la ville de Malartic pour une période de retour de 10,000 ans

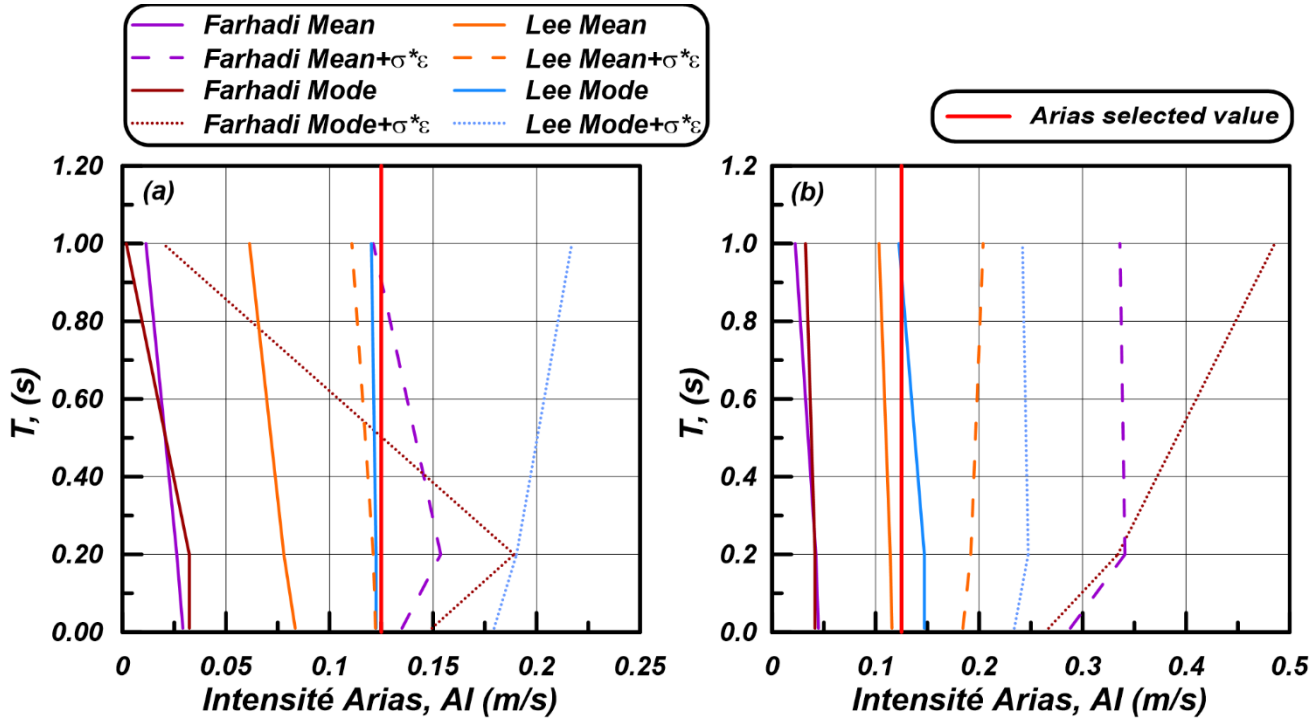


Figure AA-5 Calcul de l'intensité Arias prenant en compte l'effet du paramètre ε dans l'écart type pour la ville de Malartic pour une période de retour a) 2,475 ans b) 10,000 ans

ANNEXE B CALIBRATION DU MODÈLE PM4SAND

SIMULATION

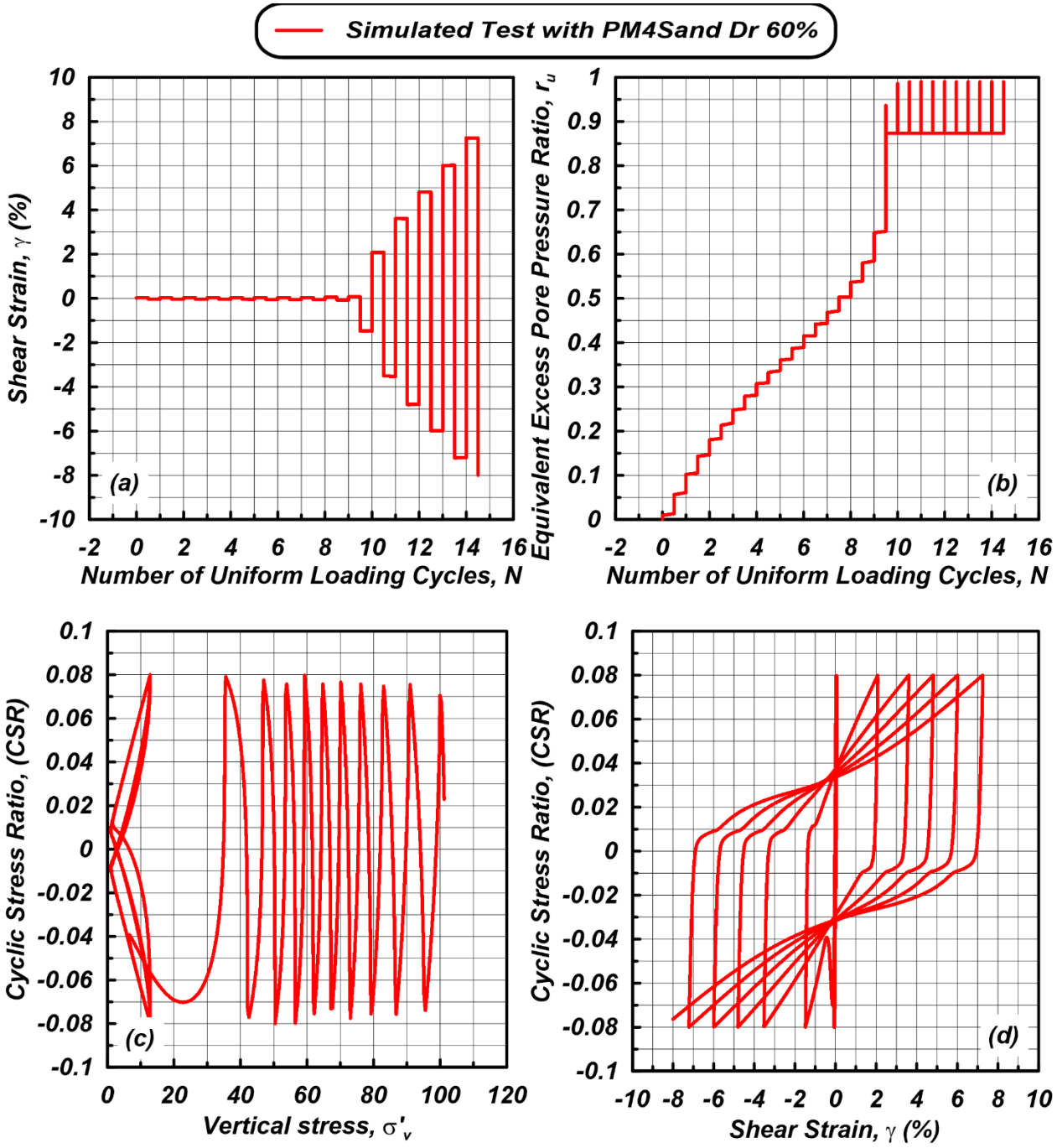


Figure AB-1 Essais de cisaillement direct cyclique (DSS) à un I_d de 60% et une contrainte de consolidation de 100kPa obtenus sur FLAC pour la calibration

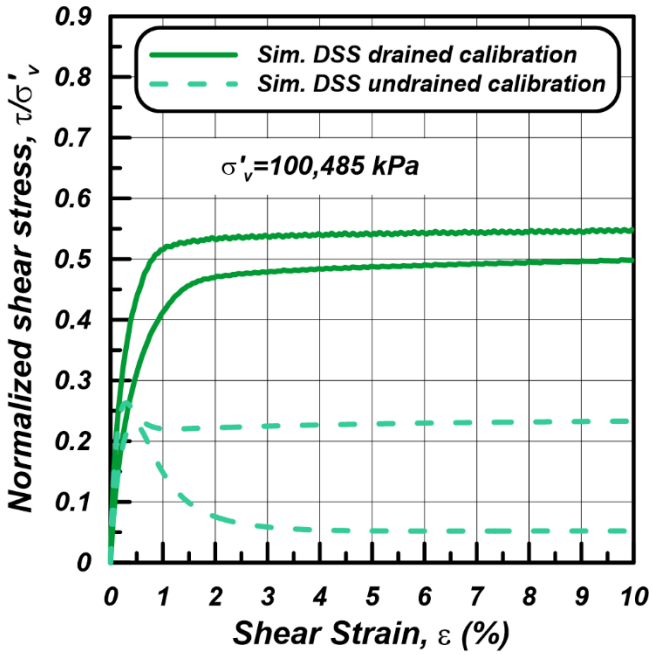


Figure AB-2 Essais de cisaillement direct (DSS) drainé et non drainée à un I_d de 60% et une contrainte de consolidation de 100kPa obtenus sur FLAC pour la calibration

ANNEXE C CALIBRATION DU MODÈLE PM4SILT

DÉTERMINATION DES PARAMÉTRÉS

La valeur de l'indice de vides initial à l'état *NC et OC*, e_{oNC} et e_{oOC} respectivement a été pris de la valeur moyenne de l'indice de vides calculé à la fin de l'étape de consolidation des tests cycliques (Golder, 2019):

Tableau AC-1 Indice de vides pour des échantillons à l'état *NC* et *OC*

État	e_o
OC	1.43
	1.46
	1.37
	1.40
NC	1.28
	1.15
	1.24

Les tests odométriques ont été utilisés pour déterminer la pente de la ligne d'état critique, λ, à partir du coefficient de consolidation, C_c, (Eq. AC-1, Boulanger et Ziotopoulou, 2018). Les valeurs rencontrées du C_c varient entre 0.44 à 0.47.

$$\lambda = \frac{\log(10)}{\ln(10)} C_c = 0.434 C_c \qquad \text{AB-1}$$

L'angle de volume constant, ϕ'_{cv} a été déterminé graphiquement à partir de tests cycliques:

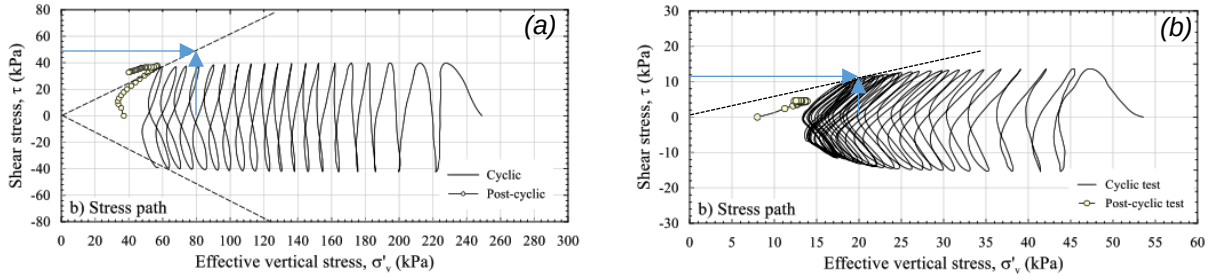


Figure AC-1 Essais de cisaillement direct cyclique (DSS) au laboratoire et détermination de l'angle ϕ'_{cv} a) NC b) OC

ANNEXE D RÉSULTATS SUPPLÉMENTAIRES ET DONNÉES POUR SEISMIC AND POST SEISMIC STABILITY OF TAILINGS IMPOUNDMENTS WITH UPSTREAM DIKES

Tableau AD-1 Pourcentage de volumes de résidus liquéfiés (Vol Liq) et volume de déplacement critique (Vol CD) dans la zone située sous la pente, et à la distance de la crête égale à une fois la hauteur des résidus (Figure 2, Chapitre 6) pour une hauteur du parc de 30m

Séisme	Pente	%Vol Liq	%Vol CD	Pente	%Vol Liq	%Vol CD	Pente	%Vol Liq	%Vol CD	Pente	%Vol Liq	%Vol CD
High-frequency content ground motions												
Saguenay	13	18	21	11	24	23	9	30	40	6	33	39
Nahanni	13	29	38	11	38	43	9	35	38	6	34	47
Atkinson 7.0	13	16	13	11	16	23	9	3	0	6	5	0
Turkey	13	6	0	11	4	0	9	2.5	0	6	4	0
SOR 315	13	24	21	11	8	0	9	3	0	6	5	0
Chichi 095	13	28	38	11	33	41	9	41	47	6	40	52
Chichi 1518	13	46	49	11	51	53	9	42	49	6	47	49
Tottori 3920	13	40	41	11	33	46	9	40	46	6	42	52
Tottori 6287	13	22	17	11	24	24	9	20	20	6	5	0
Iwate 5670	13	2.2	0	11	2	0	9	2	0	6	3	0
Low-frequency content ground motions												
Loma Prieta	13	59	63	11	57	65	9	62	67	6	42	58
Northridge 1709	13	44	46	11	45	50	9	47	59	6	44	48
Northridge E4	13	62	72	11	56	64	9	58	62	6	49	50
El Mayor	13	57	63	11	61	72	9	42	50	6	37	50
San Fernando	13	33	30	11	35	37	9	32	30	6	38	44
Morgan	13	26	21	11	29	29	9	29	32	6	23	27
Tabas	13	59	73	11	60	71	9	45	56	6	43	63
Kocaeli	13	66	72	11	60	66	9	59	74	6	39	59
Tottori 6428	13	53	52	11	56	64	9	58	61	6	48	49
Tottori 3954	13	52	57	11	50	53	9	46	46	6	35	39

Tableau AD-2 Pourcentage de volumes de résidus liquéfiés (Vol Liq) et volume de déplacement critique (Vol CD) dans la zone située sous la pente, et à la distance de la crête égale à une fois la hauteur des résidus (Figure 2, Chapitre 6) pour une hauteur du parc de 50m

Séisme	Pente	%Vol Liq	%Vol CD	Pente	%Vol Liq	%Vol CD
			High-frequency content ground motions			
Saguenay	13	8	3	9	15	18
Nahanni	13	21	27	9	22	31
Atkinson 7.0	13	14	16	9	11	15
Turkey	13	-	-	9	-	-
SOR	13	-	-	9	-	-
Chichi 095	13	21	26	9	22	32
Chichi 1518	13	40	41	9	28	35
Tottori 3920	13	34	43	9	39	47
Tottori 6287	13	-	-	9	-	-
Iwate 5670	13	-	-	9	-	-
			Low-frequency content ground motions			
Loma Prieta	13	44	50	9	29	41
Northridge 1709	13	30	33	9	28	34
Northridge E4	13	-	-	9	-	-
El Mayor	13	31	39	9	25	36
San Fernando	13	23	24	9	19	22
Morgan	13	20	21	9	15	17
Tabas	13	44	56	9	21	37
Kocaeli	13	46	49	9	37	46
Tottori 6428	13	-	-	9	-	-
Tottori 3954	13	-	-	9	-	-

-Non modélisé

Tableau AD-3 Déplacement maximal, vitesse maximale horizontale à la fin de la phase sismique et classification de stabilité pour une hauteur du parc de 30m

Séisme	Pente	Max Xdisp (m)	Max Xel (m/s)	Stable	Pente	Max Xdisp (m)	Max Xel (m/s)	Stable	Pente	Max Xdisp (m)	Max Xel (m/s)	Stable	Pente	Max Xdisp (m)	Max Xel (m/s)	Stable
High-frequency content ground motions																
Saguenay	13	1.5	0.24	0	11	1.8	0.42	1	9	2.2	0.6	1	6	4.5	0.79	1
Nahanni	13	2.1	0.35	1	11	3	0.56	1	9	3.5	0.68	1	6	3.3	0.91	1
Atkinson 7.0	13	1.3	0.22	0	11	1.2	0.42	1	9	0.1	0.11	0	6	0.22	0.11	0
Turkey	13	0.5	0.09	0	11	0.15	0.1	0	9	0.11	0.09	0	6	0.3	0.09	0
SOR	13	2.25	0.21	0	11	0.7	0.1	0	9	0.1	0.09	0	6	0.3	0.08	0
Chichi 095	13	2.5	0.33	1	11	4	0.51	1	9	5	0.69	1	6	3.15	0.96	1
Chichi 1518	13	6	0.33	1	11	8.5	0.47	1	9	6	0.53	1	6	5.4	0.7	1
Tottori 3920	13	4	0.34	1	11	3.1	0.55	1	9	3.75	0.635	1	6	3.45	1.0	1
Tottori 6287	13	1.3	0.195	0	11	2.2	0.33	1	9	2.25	0.44	1	6	0.3	0.08	0
Iwate 5670	13	0.3	0.07	0	11	0.27	0.07	0	9	0.1	0.06	0	6	0.15	0.06	0
Low-frequency content ground motions																
Loma Prieta	13	6.5	0.5	1	11	8.5	0.72	1	9	8.5	0.86	1	6	3	1.2	1
Northridge 1709	13	4.5	0.44	1	11	6.5	0.64	1	9	8	0.82	1	6	4	1.05	1
Northridge E4	13	10	0.53	1	11	7	0.7	1	9	7.5	0.865	1	6	5	1.0	1
El Mayor	13	9	0.51	1	11	13	0.66	1	9	6.5	0.83	1	6	3.5	1.13	1
San Fernando	13	2.75	0.29	0	11	5	0.45	1	9	4.5	0.65	1	6	6	0.87	1
Morgan	13	1.7	0.27	0	11	3.25	0.45	1	9	4.5	0.64	1	6	3.75	0.86	1
Tabas	13	9	0.56	1	11	10	0.71	1	9	6	0.85	1	6	2.75	1.1	1
Kocaeli	13	6.5	0.53	1	11	7	0.73	1	9	8	0.88	1	6	3	1.19	1
Tottori 6428	13	7.5	0.41	1	11	11	0.62	1	9	10	0.78	1	6	4.5	1.06	1
Tottori 3954	13	8	0.41	1	11	7.5	0.58	1	9	7	0.74	1	6	2.5	1.04	1

*Les parcs à résidus stables ont une valeur égale à zéro et les instables une valeur égale à un dans la colonne de stabilité

Tableau AD-4 Déplacement maximal, vitesse maximale horizontale à la fin de la phase sismique et classification de stabilité pour une hauteur du parc de 50m

Séisme	Pente	Max Xdisp (m)	Max Xel (m/s)	Stable	Pente	Max Xdisp (m)	Max Xel (m/s)	Stable
High-frequency content ground motions								
Saguenay	13	1.1	0.19	0	9	2.75	0.71	1
Nahanni	13	2.2	0.49	1	9	4.25	0.87	1
Atkinson 7.0	13	1.7	0.44	1	9	2.5	0.76	1
Turkey	13	-	-	-	9	-	-	-
SOR	13	-	-	-	9	-	-	-
Chichi 095	13	3.25	0.46	1	9	5	0.86	1
Chichi 1518	13	10	0.5	1	9	8	0.88	1
Tottori 3920	13	6	0.56	1	9	9	0.97	1
Tottori 6287	13	-	-	-	9	-	-	-
Iwate 5670	13	-	-	-	9	-	-	-
Low-frequency content ground motions								
Loma Prieta	13	11	0.69	1	9	6	1.19	1
Northridge 1709	13	6	0.62	1	9	8	1.07	1
Northridge E4	13	-	-	-	9	-	-	-
El Mayor	13	7.5	0.67	1	9	5.5	1.15	1
San Fernando	13	5	0.5	1	9	5	0.93	1
Morgan	13	3.25	0.47	1	9	2.25	0.8	1
Tabas	13	12	0.73	1	9	6.5	1.17	1
Kocaeli	13	9	0.74	1	9	8	1.25	1
Tottori 6428	13	-	-	-	9	-	-	-
Tottori 3954	13	-	-	-	9	-	-	-

*Les parcs à résidus stables ont une valeur égale à zéro et les instables une valeur égal à un dans la colonne de stabilité

-Non modélisé

RÉSULTATS SUPPLÉMENTAIRES

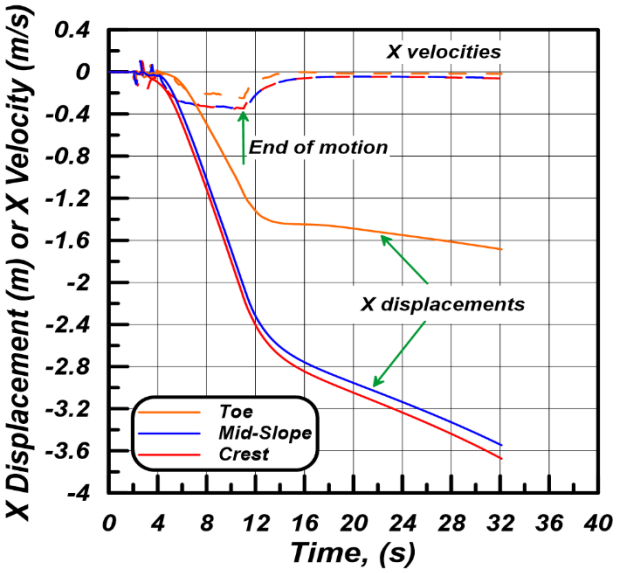


Figure AD-1 Déplacements et vitesses sismiques et post-sismiques le long de la pente 13H-1V, qui conduisent à un parc à résidus instable pour le chargement sismique à haute fréquence (Nahanni).

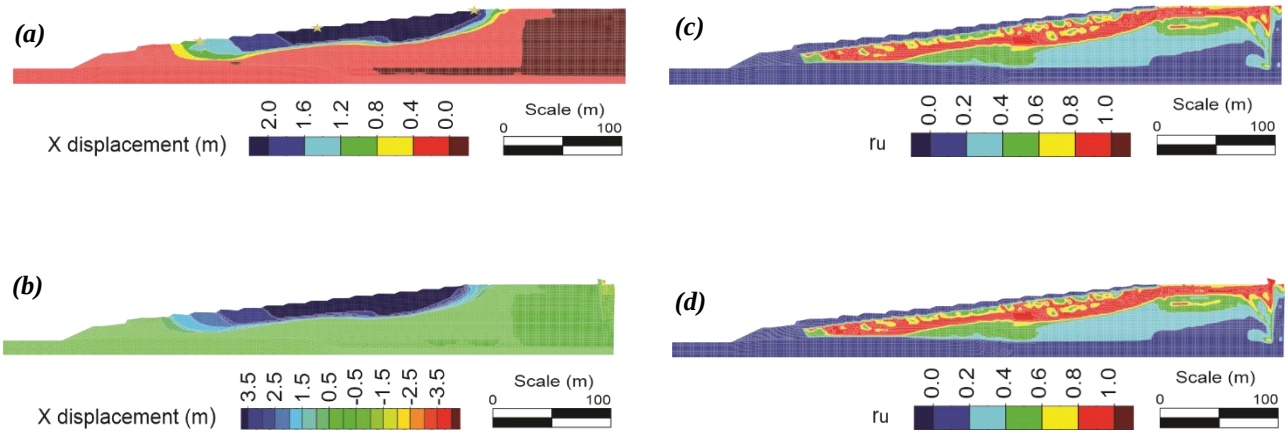


Figure AD-2 Comportement d'un parc à résidus avec une pente de 13H:1V à la fin de phase sismique (ci-dessus) et en fin de phase post-sismique (ci-dessous) pour le séisme de haute fréquence de Nahanni : a) et b) Déplacements horizontaux (selon l'axe X) et c) et d) Rapport maximal de pression interstitielle ru, contours. Les étoiles indiquent où les déplacements et les vitesses présentés dans la figure AD-2 sont suivis.

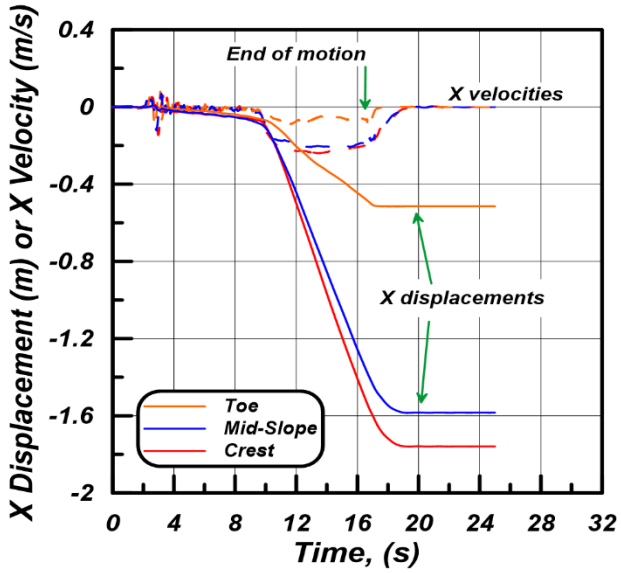


Figure AD-3 Déplacements et vitesses sismiques et post-sismiques le long de la pente 13H-1V, qui conduisent à un parc à résidus stable pour le chargement sismique à haute fréquence (Saguenay S49).

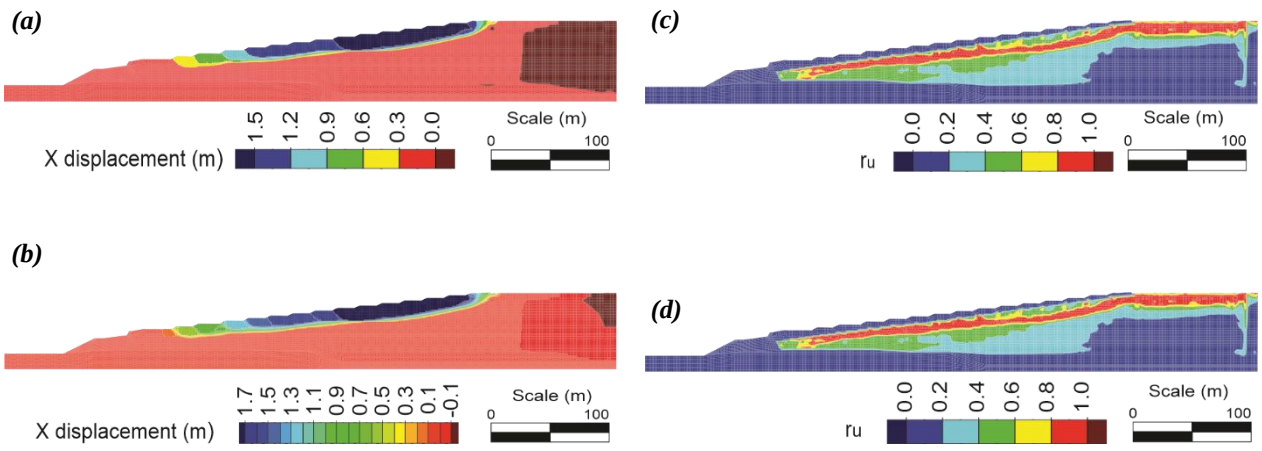


Figure AD-4 Comportement d'un parc à résidus avec une pente de 13H:1V à la fin de phase sismique (ci-dessus) et en fin de phase post-sismique (ci-dessous) pour le séisme de haute fréquence de Saguenay S49 : a) et b) Déplacements horizontaux (selon l'axe X) et c) et d) Rapport maximal de pression interstitielle ru, contours.

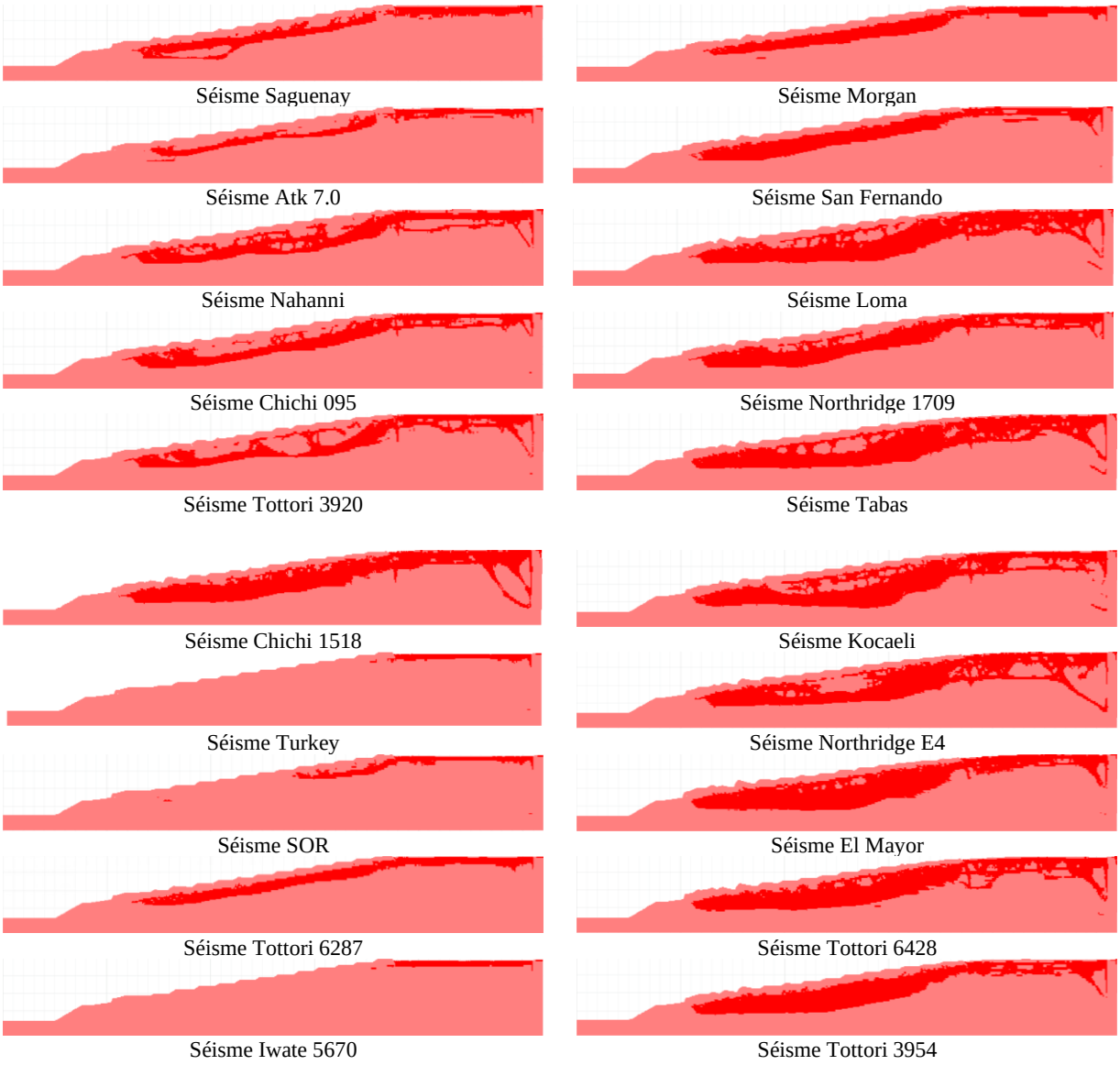


Figure AD-5 Zones avec une r_u maximal égale ou supérieure à 0.8 à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 11H :1V non renforcés pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de modéré intensité

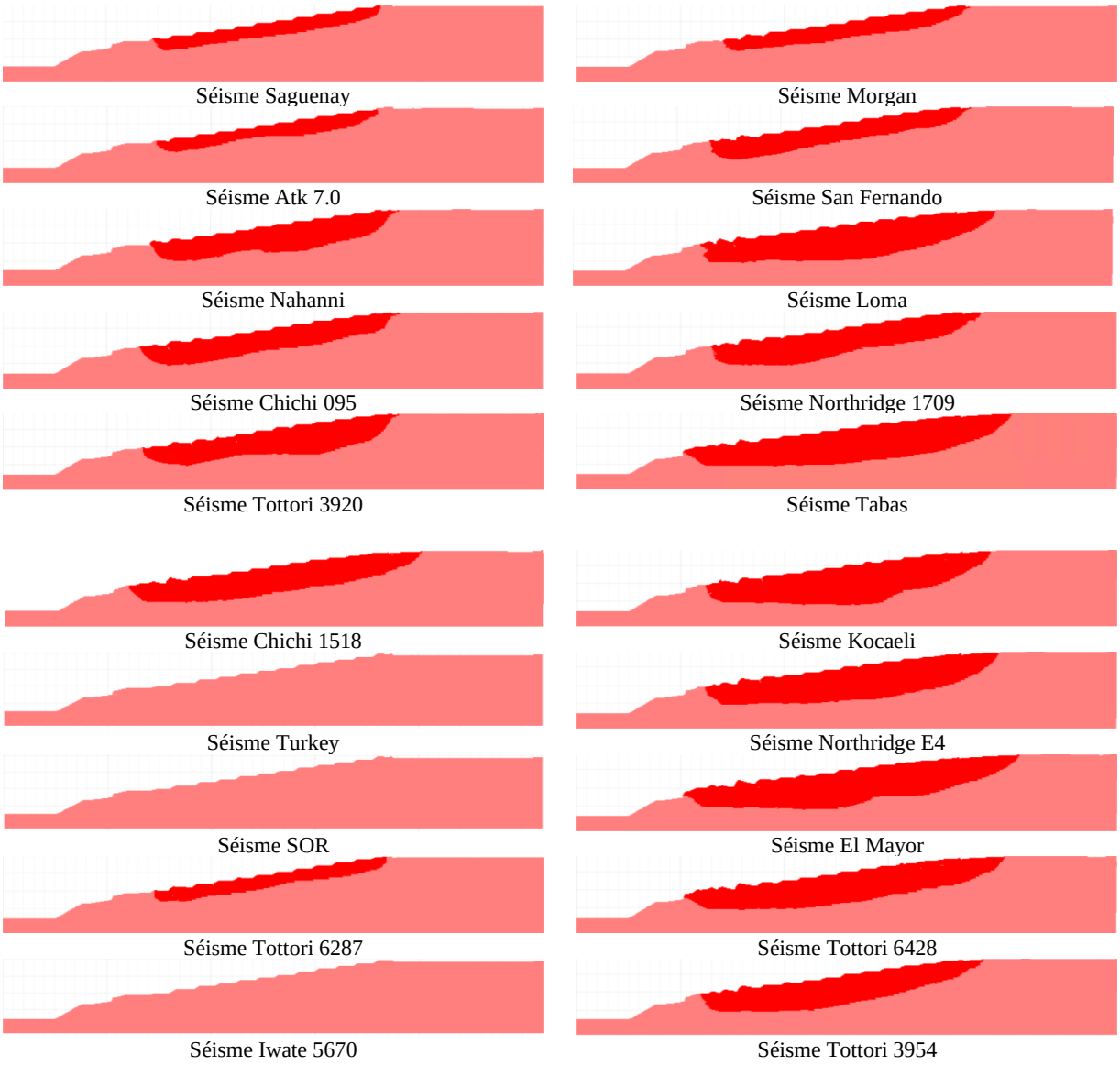
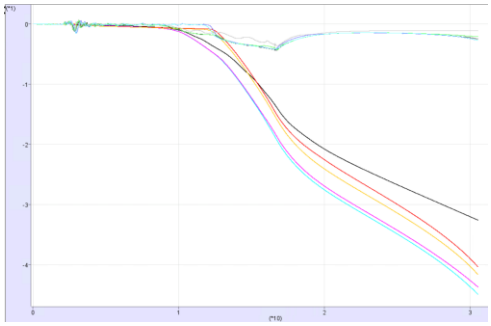
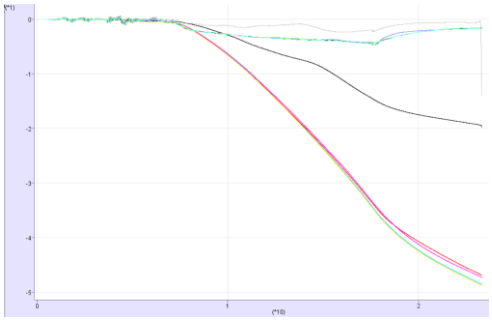


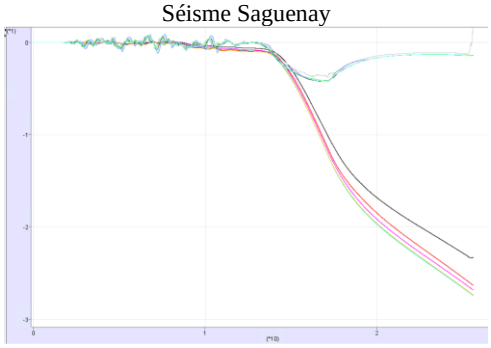
Figure AD-6 Zones avec une déplacement égale ou supérieure à 1.0 m à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 11H :1V non renforcés pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de modéré intensité



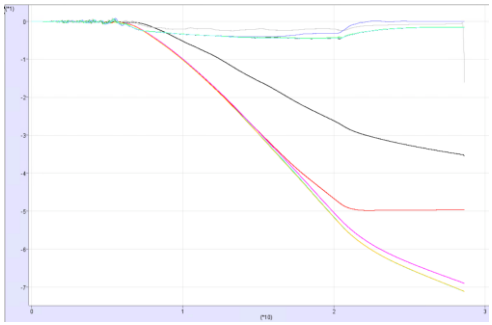
Séisme Saguenay



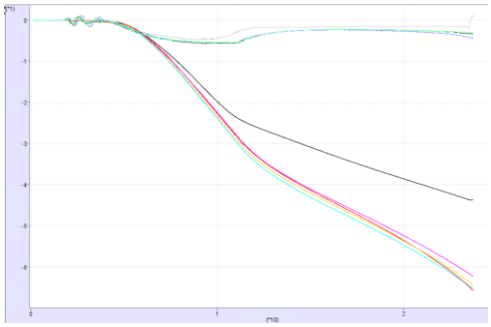
Séisme Morgan



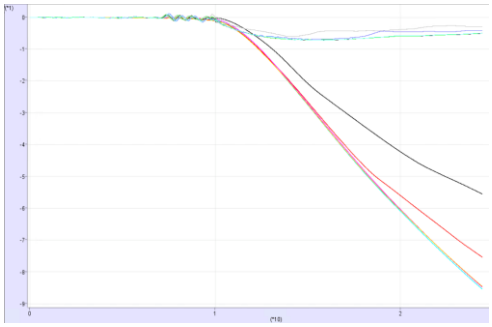
Séisme Atk 7.0



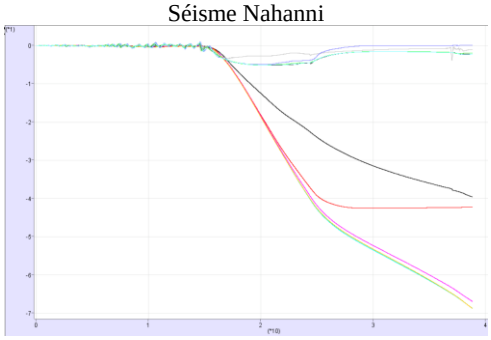
Séisme San Fernando



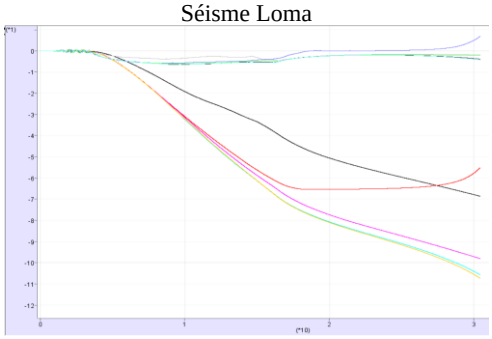
Séisme Nahanni



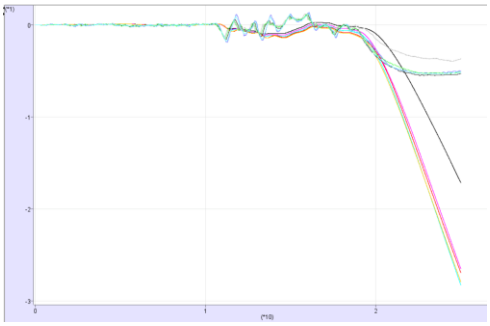
Séisme Loma



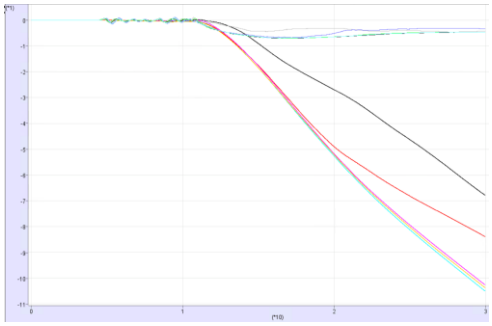
Séisme Chichi 095



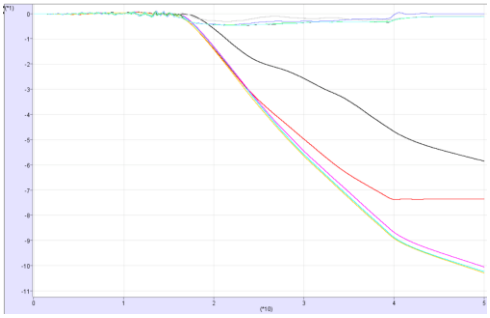
Séisme Northridge 1709



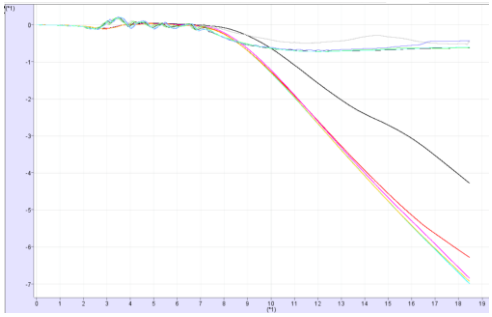
Séisme Tottori 3920



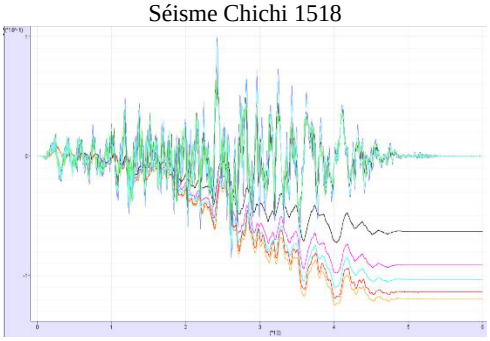
Séisme Tabas



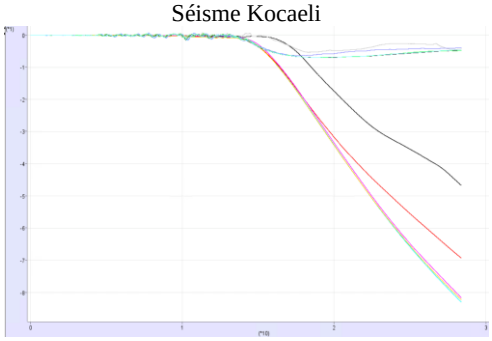
Séisme Chichi 1518



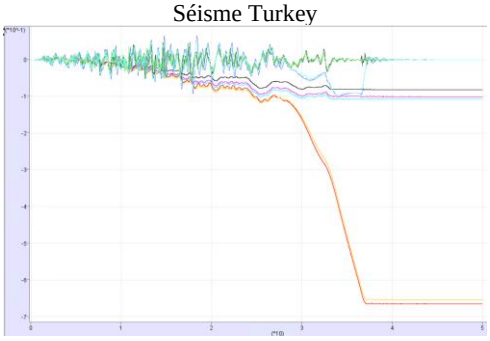
Séisme Kocaeli



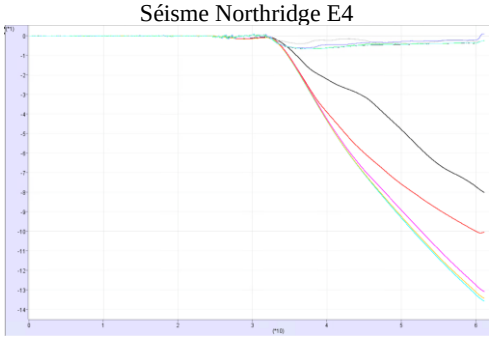
Séisme Turkey



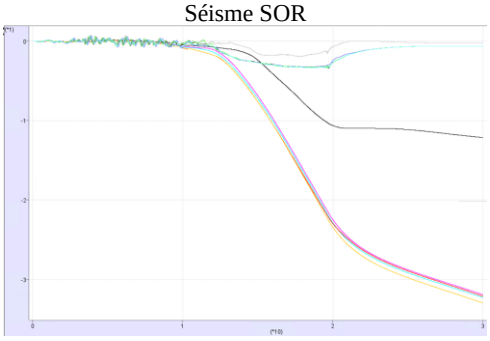
Séisme Northridge E4



Séisme SOR



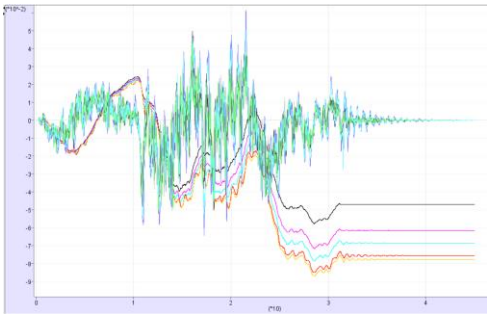
Séisme El Mayor



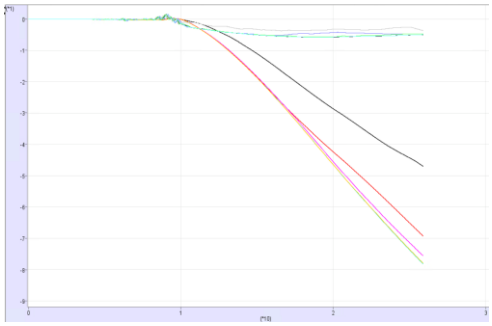
Séisme Tottori 6287



Séisme Tottori 6428



Séisme Iwate 5670



Séisme Tottori 3954

Figure AD-7 Déplacements (m) et vitesses (m/s) sismiques et post sismiques (Axe Y) le long de la pente vs Temps (s) (Axe X) pour un parc à résidus avec un pente 11H :1V non renforcés pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité

TABLEAUX STATISTIQUES ANOVA DES REGRESSIONS

Séisme de haute fréquence

Pente 13H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.98
Coeficiente de determinación R^2	0.96
R^2 ajustado	0.95
Error típico	0.22
Observaciones	9

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	8.31	4.15	89.40	1.0379E-05
Residuos	6	0.33	0.05		
Total	8	8.63			

Pente 11H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.98
Coeficiente de determinación R^2	0.96
R^2 ajustado	0.95
Error típico	0.24
Observaciones	10

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	10.62	5.31	91.48	3.0802E-06
Residuos	7	0.46	0.06		
Total	9	11.08			

Pente 9H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.96
Coeficiente de determinación R^2	0.91
R^2 ajustado	0.89
Error típico	0.40
Observaciones	9

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	11.71	5.85	36.31	0.00020142
Residuos	6	1.13	0.16		
Total	8	12.84			

Pente 6H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.93
Coeficiente de determinación R^2	0.87
R^2 ajustado	0.84
Error típico	0.47
Observaciones	9

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	10.87	5.43	24.30	0.00070806
Residuos	7	1.57	0.22		
Total	9	12.43			

Séisme de basse fréquence

Pente 13H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.95
Coeficiente de determinación R^2	0.91
R^2 ajustado	0.87
Error típico	0.12
Observaciones	8

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	0.65	0.33	23.96	0.00274382
Residuos	5	0.07	0.01		
Total	7	0.72			

Pente 11H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.97
Coeficiente de determinación R^2	0.94
R^2 ajustado	0.92
Error típico	0.08
Observaciones	8

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	0.46	0.23	39.48	0.00086554
Residuos	5	0.03	0.01		
Total	7	0.48			

Pente 9H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.97
Coeficiente de determinación R^2	0.93
R^2 ajustado	0.91
Error típico	0.08
Observaciones	9

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	0.57	0.29	41.44	0.00030761
Residuos	6	0.04	0.01		
Total	8	0.61			

Pente 6H

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.82
Coeficiente de determinación R^2	0.68
R^2 ajustado	0.57
Error típico	0.15
Observaciones	9

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	2	0.27	0.14	6.32	0.03331571
Residuos	6	0.13	0.02		
Total	8	0.41			

PROBABILITY OF RUPTURE OF TAILINGS IMPOUNDMENT

Le pourcentage du volume liquéfié pour le calcul de la probabilité de rupture est calculé comme le volume de résidus liquéfiés divisé par le volume total de résidus dans le parc à résidus modélisé. La distance du parc à partir du dernier rehaussement et la limite du modèle est égale à 110 m pour toutes les pentes.

The simulated cases were classified as stable or unstable, and given a value of (0) for stable and (1) for unstable impoundments (Figure AD-8). When plotted against the volume of liquefied tailings it appears that high and low frequency motions follow the same trend, although there is no unique correlation between the probability of rupture and the volume of liquefied tailings for all slopes. High frequency motions showed stable and unstable cases for each modelled slope, while low frequency motions showed stable and unstable data for a 13H:1V slope only. Eighteen additional simulations using three low frequency motions (Northridge-1709, San Fernando-80 and Morgan-455) scaled at two lower Arias intensity values (0.011 and 0.1 m/s) were performed on 30 m-high impoundments with slopes of 11H:1V, 9H:1V and 6H:1V (see Contreras, 2022 for details), to obtain more date relevant to stable impoundments for low frequency motions. With these additional cases, a total of 122 simulations were performed and analyzed (98 for a height of 30m and 24 for 50m).

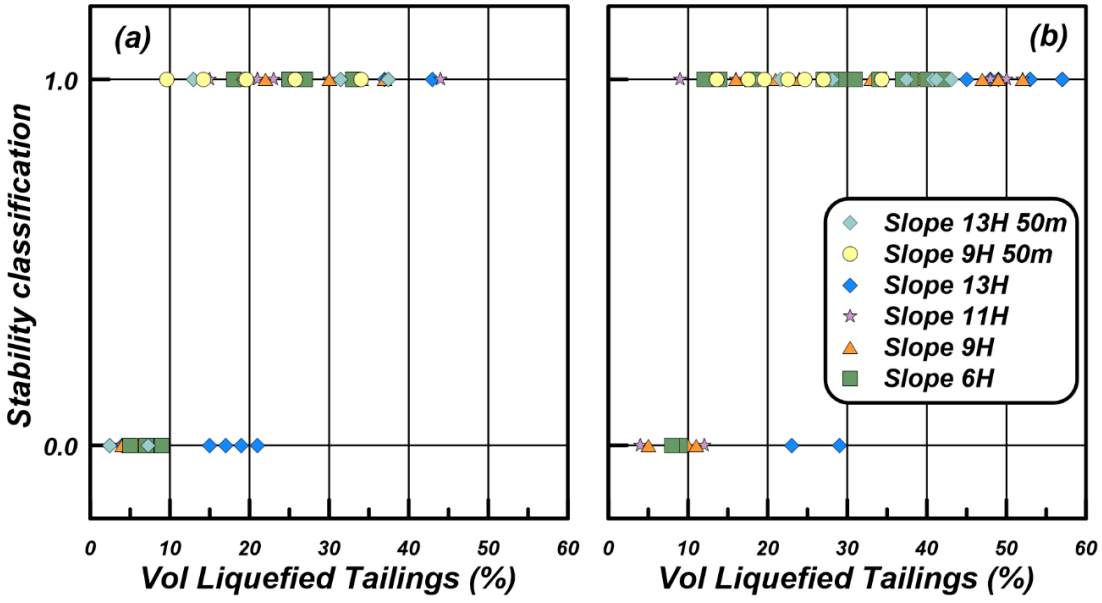


Figure *AD-8* Post seismic simulation classification (0) for stable and (1) for unstable impoundments versus the percentage of volume of liquefied tailings for slopes for 13H:1V to 6H:1V and 30 and 50m high impoundments a) High frequency and b) Low frequency motions.

The representation is used to compute a fragility curve which provides a probability function for failure, as is often used for systems analyzed with an engineering demand parameter. The function used for the fragility curve to determine the probability of impoundment rupture is given by the following equation.

$$F_{dm}(EDP) = \Phi\left(\frac{\ln(EDP/X_m)}{\beta}\right) \quad (4)$$

where $F_{dm(edp)}$ is the probability that the simulated impoundment reaches or exceeds the damage state (dm) for an engineering demand parameter (EDP); Φ is the standard normal cumulative distribution function; X_m is the mean and β is the standard deviation. The value of parameters X_m and β can be estimated following the maximum-likelihood method presented by Baker (2015) for multiple stripe analyses.

The *EDP* can be expressed in terms of the volume percentage of liquefied tailings, or using a ground motion parameter (*e.g. PGA, PGV or other appropriate IMs*) or based on impoundment characteristics (e.g. height) or a combination of these. To obtain a single fragility curve for the entire dataset with varying frequencies, slopes and heights, a series of combination of properties and intensity measures were tested. The combination that provides the best results includes the Volume liquefied (in m^3), the slope (computed as V/H e.g. 13 for 13H:1V slope, etc.) and the height (in m) and is shown in Figure 13, the associated parameters X_m and β are presented in Table 5. The addition of another intensity measure was investigated but it did not provide a more accurate fit, and the fragility curves for each individual slope were not calculated because of insufficient data points for each slope which could lead to high errors. Note that the resulting *EDP* is not a dimensionless quantity, and that it is only optimal for the case being presented here.

Table AD-4 Regression coefficients to the proposed model of the fragility curves for the probability of rupture for all upstream tailings impoundments

EDP	$Vol\ liq/(s^2 * H)$
X_m	0.39
β	0.27

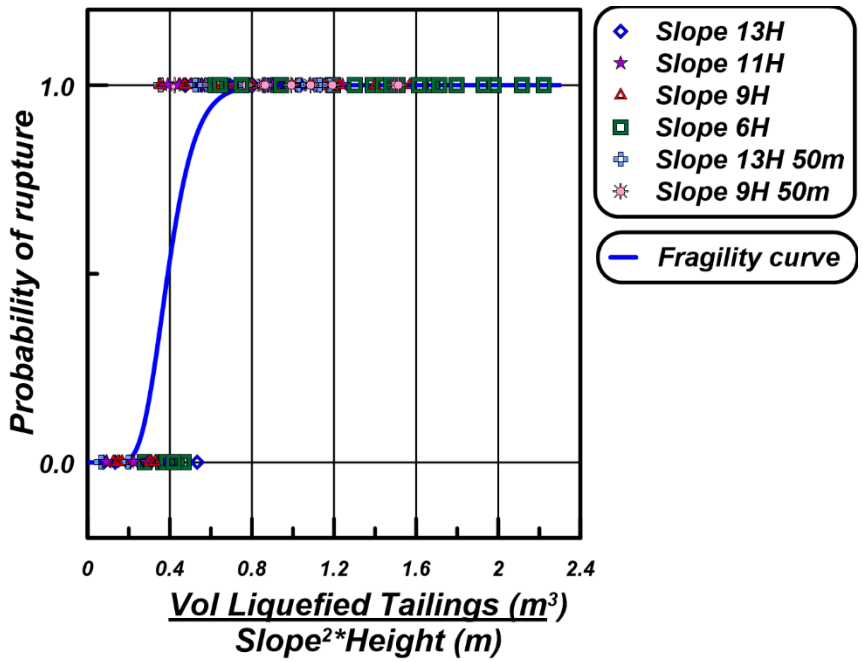


Figure AD-9. Fragility curve providing the probability of rupture as a function of the volume of liquefied tailings, the slope and the height, for upstream tailings impoundments for slopes varying between 6H:1V to 13H:1V, height between 30 and 50 m and high and low frequency motions

The presented model can be used to evaluate the probability of rupture of each tailings impoundment cross section and perform risk analysis of existing tailings facilities. It is based on a number of hypotheses described earlier, and may not be applicable for slopes, heights, and seismic hazard outside the range of simulated cases. However, the model can provide estimates of the possible risk of failure in a preliminary stage, and the methodology shown here can be reproduced to develop site-specific fragility curves based on simulations. The volume of liquefied tailings can be obtained from the relationship presented earlier, by using simplified liquefaction triggering analysis procedures, or by performing numerical simulations. The same limitations apply to the empirical relationship for the percentage of liquefied tailings as for the fragility function.

Tableau AD-5 Simulations additionnels à de différents intensités Arias afin de trouver de parcs stables pour de séismes de basse fréquence, pour une hauteur du parc de 30m. Pourcentage du volume de résidus liquéfiés (vol liq) calculé comme le volume de résidus liquéfiés divisé par le volume total de résidus du parc à résidus modélisé.

Séisme	Pente	%Vol Liq	Arias (m/s)	Stable	Pente	%Vol Liq	Arias (m/s)	Stable	Pente	%Vol Liq	Arias (m/s)	Stable
Low-frequency content ground motions												
Northridge 1709	11	4	0.0475	0	9	5	0.0500	0	6	8	0.0600	0
Northridge 1709	11	9	0.0500	1	9	21	0.0600	1	6	12	0.0650	1
San Fernando	11	9	0.0660	0	9	10	0.0765	0	6	9	0.0925	0
San Fernando	11	16	0.0700	1	9	12	0.0775	1	6	14	0.100	1
Morgan	11	12	0.0750	0	9	11	0.0850	0	6	9	0.0112	0
Morgan	11	18	0.0800	1	9	16	0.0900	1	6	12	0.0115	1

IDENTIFICATION DES MESURES D'INTENTISÉ OPTIMALES

Les mesures d'intensité, IM, optimales peuvent être identifiés à partir d'analyses de régression linéaire et non linéaires corrélant le paramètre de demande d'ingénierie (EDP) recherché pour multiple IM (Travasarou et al, 2003). Les analyses de régression sont réalisées suivant les équations suivantes :

$$Ln(\%Vol_{rés\ liq}) = c_0 + c_1\ Ln(IM1) + \varepsilon \qquad \text{AD-1}$$

$$Ln(\%Vol_{rés\ liq}) = c_0 + c_1\ Ln(IM1) + c_2\ (Ln(IM1)^2 + \varepsilon \qquad \text{AD-2}$$

Les mesures d'intensité plus efficaces sont celles qui ont une variabilité relativement faible du EDP, l'efficacité peut être déterminé à partir de l'écart type de la régression du EDP en fonction de l'IM (Travasarou et al, 2003). L'écart type et le R^2 obtenu pour multiples IM (la définition de chacun d'IM utilisés peut être regardé dans Cordova et al. 2001, Travasarou et al. 2003, Hancock et Brommer, 2005, Kouteva 2010) avec les Équations AD-1 (Figure AD-4, AD-5) et AD-2 (Figure AD-6, AD-7) pour les parcs à résidus avec des pentes de 13H :1V à 6H :1V soumis à des séismes de haute et basse fréquence, indiquent, que l'ajustement de la régression est variable selon la pente et qu'une plus grande dispersion est obtenue pour des séismes de haute fréquence. Les IM avec plus faibles écart types (optimales) communes pour de séismes de haute et basse fréquence sont PGV, S* et $S_{a\ 0.3\ to\ 1.0s}$

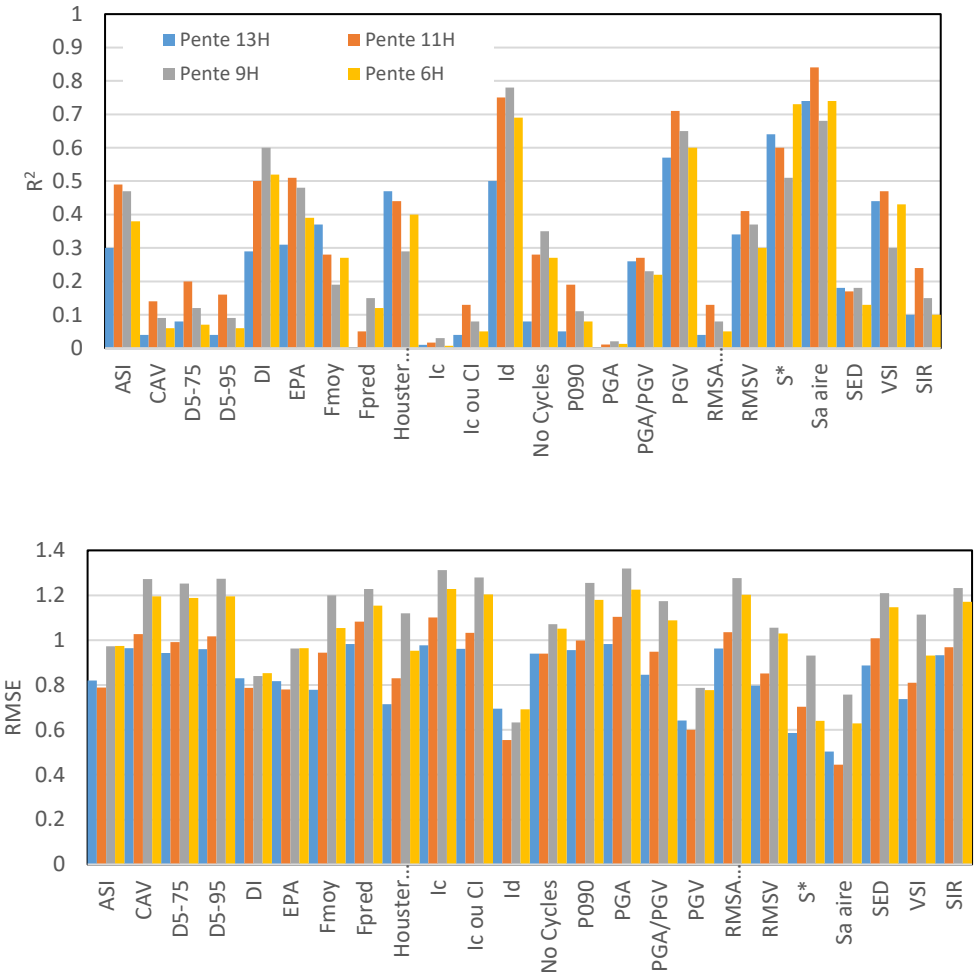


Figure AD-10. R^2 et écart type (RMSE) pour des séismes de haute fréquence pour l'équation AD-1

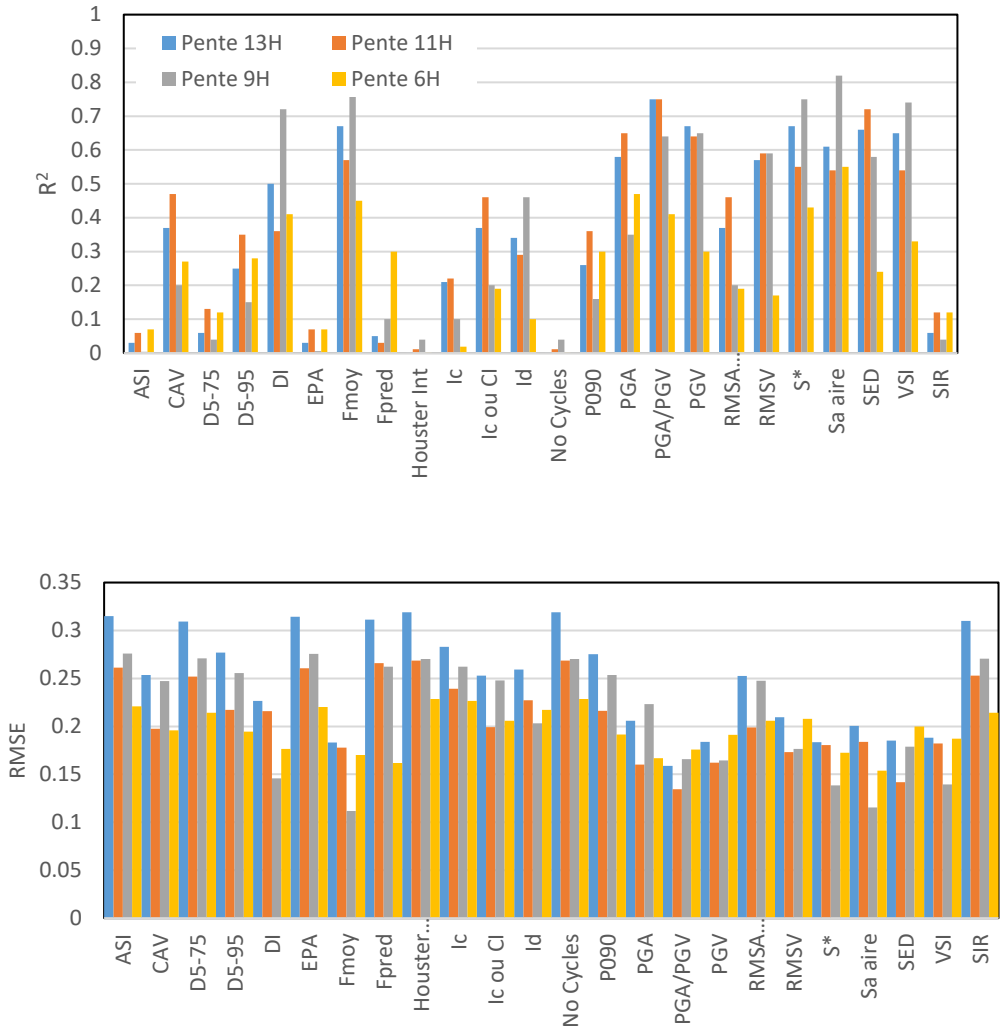


Figure AD-11. R^2 et écart type (RMSE) pour des séismes de basse fréquence pour l'équation AD-1

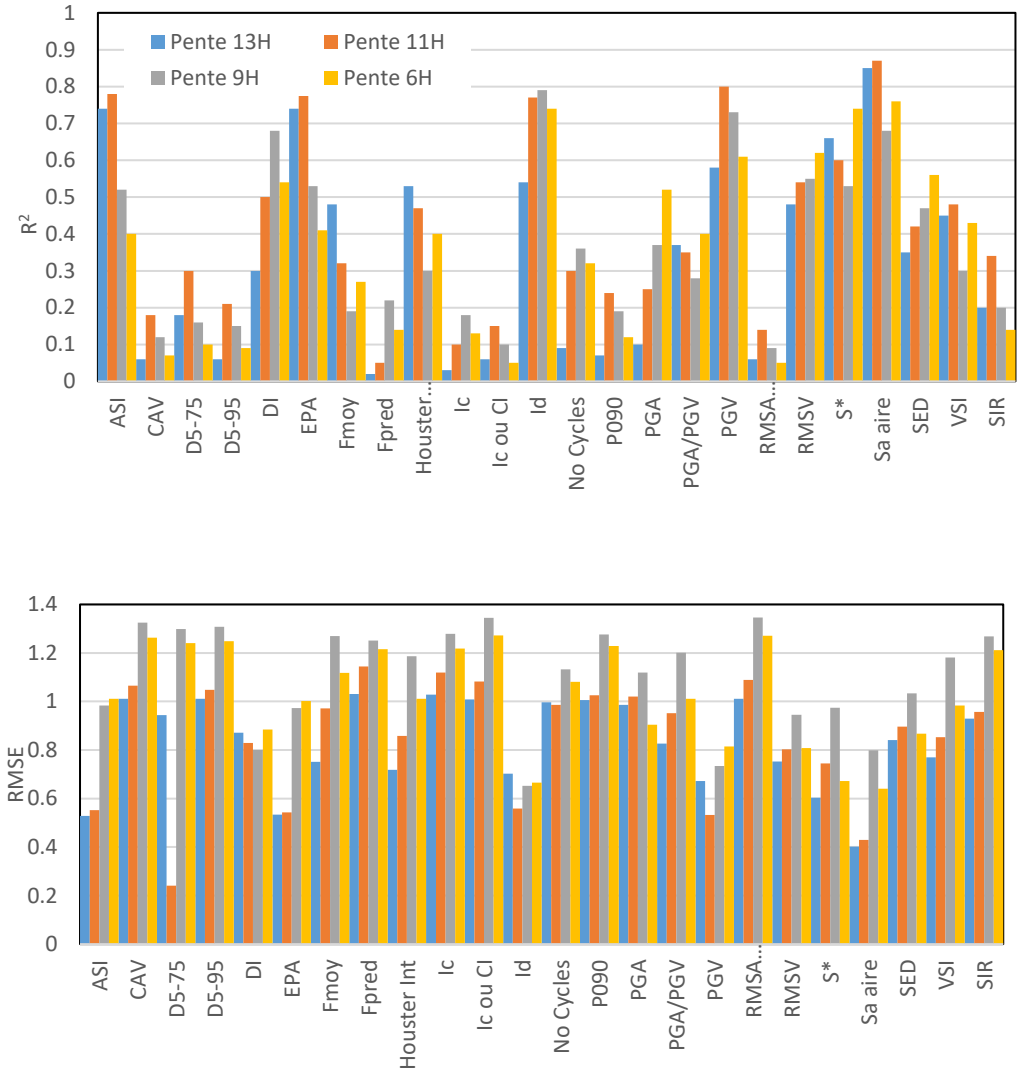


Figure AD-12. R^2 et écart type (RMSE) pour des séismes de haute fréquence pour l'équation AD-2

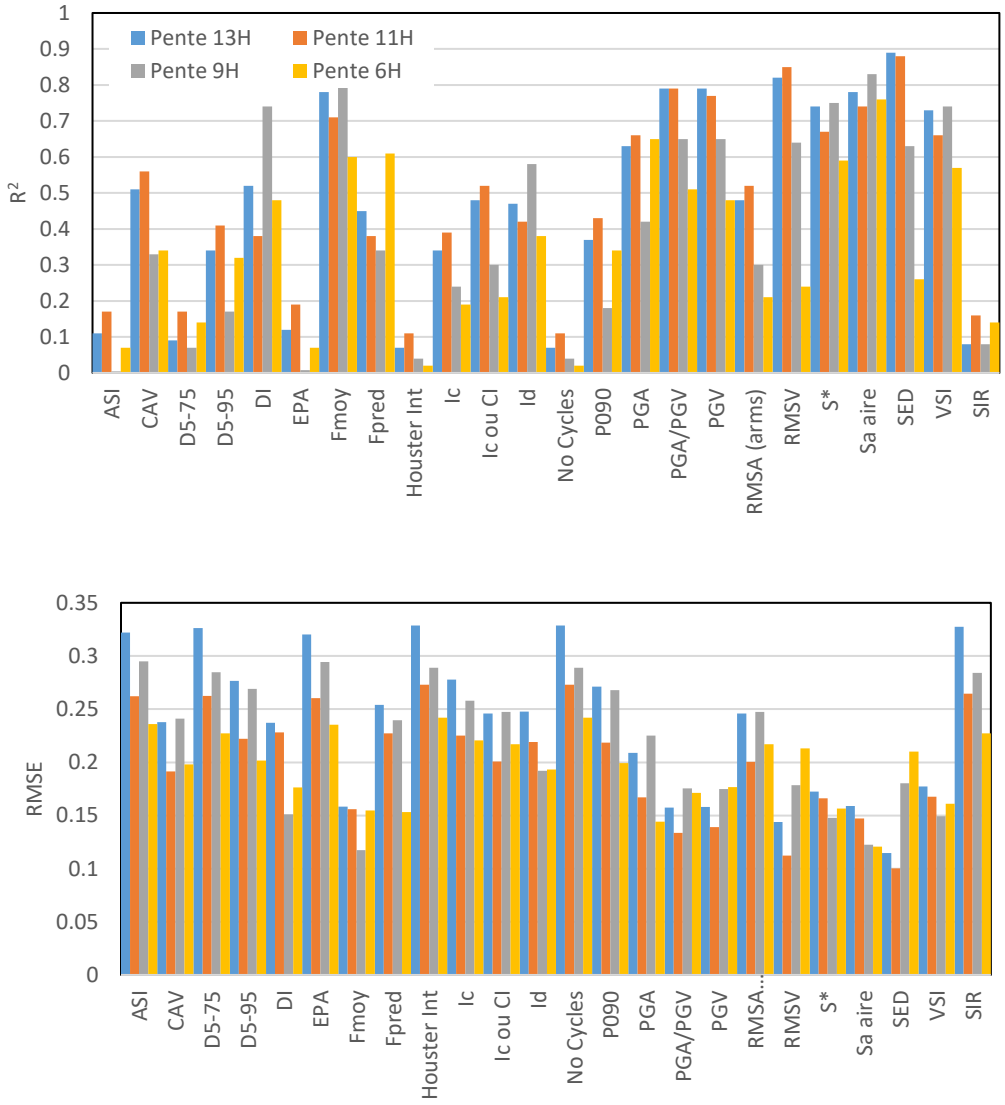


Figure AD-13. R^2 et écart type (RMSE) pour des séismes de basse fréquence pour l'équation AD-2

ANNEXE E RÉSULTATS SUPPLÉMENTAIRES ET DONNÉES POUR IMPROVEMENT OF TAILINGS IMPOUNDMENT SEISMIC AND POST-SEISMIC STABILITY USING DENSIFICATION AND WASTE ROCK INCLUSIONS

Tableau AE-1 Pourcentage de volumes de résidus liquéfiés (Vol Liq) dans la zone située sous la pente, et à la distance de la crête égale à une fois la hauteur des résidus (Figure 11, Chapitre 7) pour une hauteur du parc de 30m pour des parcs à résidus non renforcés et renforces avec l'incrément de l'indice de densité et l'ajout des inclusions de roche stérile conçus pour la consolidation

Pente	High-frequency content ground motions volume of liquefied tailings (%)						CAS ÉTUDIÉ
	Saguenay	Nahanni	Atkinson 7.0	Chichi	Chichi	Tottori	
	S49	ENT	42-2	TCU095	1518	3920	
13	18	29	16	28	46	40	MIR Id base
	3	15	3	12	24	8	MIR Id 10% Increase
	59	56	50	55	80	69	HIR Id 20% Increase
	76	65	67	75	81	70	HIR Id base
	67	58	53	72	83	72	HIR Id 10% Increase
	10	17	7	15	20	8	MIR Id base Inclusion
	62	64	54	68	71	67	HIR Id base Inclusions
9	30	35	3	41	42	40	MIR Id base
	3	11	2	11	20	5	MIR Id 10% Increase
	46	41	34	48	57	43	HIR Id 20% Increase
	78	74	75	85	86	75	HIR Id base
	63	52	44	69	73	58	HIR Id 10% Increase
	9	20	7	20	28	11	MIR Id base Inclusion
	83	79	71	82	90	79	HIR Id base Inclusions

Pente	Low-frequency content ground motions volume of liquefied tailings (%)						CAS ÉTUDIÉ
	Loma Prieta	Northridge	San Fernando	Morgan	Tabas	Kocaeli	
	804	1709	80	455	143	1165	
13	59	44	33	26	59	66	MIR Id base
	33	20	12	10	38	35	MIR Id 10% Increase
	79	72	64	55	76	71	HIR Id 20% Increase
	73	68	73	74	85	-	HIR Id base
	82	70	68	60	76	-	HIR Id 10% Increase
	29	21	13	11	22	24	MIR Id base Inclusion
	76	65	61	63	78	68	HIR Id base Inclusions
9	62	47	32	29	45	59	MIR Id base
	33	19	10	9	30	26	MIR Id 10% Increase
	52	48	35	34	51	48	HIR Id 20% Increase
	82	76	78	73	79	-	HIR Id base
	77	57	56	52	72	-	HIR Id 10% Increase
	36	32	16	15	28	32	MIR Id base Inclusion
	93	88	84	81	91	89	HIR Id base Inclusions

MIR Région d’intensité modérée
HIR Région d’intensité élevée

Tableau AE-2 Déplacements maximaux horizontaux (Figure 12, Chapitre 7) pour une hauteur du parc de 30m pour des parcs à résidus non renforcés et renforces avec l'incrément de l'indice de densité et l'ajout des inclusions de roche stérile conçus pour la consolidation

Pente	High-frequency content ground motions maximal displacements (m)						CAS ÉTUDIÉ
	Saguenay	Nahanni	Atkinson 7.0	Chichi	Chichi	Tottori	
	S49	ENT	42-2	TCU095	1518	3920	
13	1.5	2.1	1.3	2.5	6	4	MIR Id base
	0.12	0.2	0.15	0.2	0.8	0.25	MIR Id 10% Increase
	0.65	0.7	0.7	1.1	2.25	1.3	HIR Id 20% Increase
	5.5	3.5	4.5	6	10	7.5	HIR Id base
	1.1	1.01	1.01	2.25	3.5	2	HIR Id 10% Increase
	0.22	0.45	0.18	0.35	0.75	0.3	MIR Id base Inclusion
	1.3	1.4	1.2	2	2.9	2.4	HIR Id base Inclusions
9	2.2	3.5	0.1	5	6	3.75	MIR Id base
	0.1	0.25	0.1	0.4	0.8	0.2	MIR Id 10% Increase
	0.6	0.65	0.65	1.01	2	1.1	HIR Id 20% Increase
	6.5	5	7	8.5	8.5	8	HIR Id base
	2	1.6	1.6	2.5	4	2.5	HIR Id 10% Increase
	0.08	0.50	0.08	0.70	1.01	0.32	MIR Id base Inclusion
	2.75	2.7	2.7	3.5	4.5	3.25	HIR Id base Inclusions

Low-frequency content ground motions maximal displacements (m)							
Pente	Loma Prieta	Northridge	San Fernando	Morgan	Tabas	Kocaeli	
	804	1709	80	455	143	1165	CAS ÉTUDIÉ
	6.5	4.5	2.75	1.7	9	6.5	MIR Id base
	0.7	0.35	0.28	0.2	0.8	0.55	MIR Id 10% Increase
	2	1.01	0.9	0.7	1.75	1.4	HIR Id 20% Increase
13	7.5	5	7.5	6.5	10	-	HIR Id base
	2.6	1.1	1.1	0.95	3.25	-	HIR Id 10% Increase
	1.01	0.55	0.35	0.27	0.7	0.7	MIR Id base Inclusion
	2.6	1.4	1.2	1.3	3.1	2	HIR Id base Inclusions
	8.5	8	4.5	4.5	6	8	MIR Id base
	2	0.6	0.23	0.15	2	1.8	MIR Id 10% Increase
	1.75	0.9	0.9	0.7	1.5	1.2	HIR Id 20% Increase
9	8	8.5	8	6	8.5	-	HIR Id base
	3.5	2.5	2.25	2.25	3.5	-	HIR Id 10% Increase
	1.5	1.01	0.4	0.45	1.01	0.95	MIR Id base Inclusion
	4	3.1	3.2	3	4.5	3.4	HIR Id base Inclusions

Tableau AE-3 Classification de stabilité pour une hauteur du parc de 30m pour des parcs à résidus non renforcés et renforces avec l'incrément de l'indice de densité et l'ajout des inclusions de roche stérile conçus pour la consolidation

Pente	High-frequency content ground motions stability classification						CAS ÉTUDIÉ
	Saguenay	Nahanni	Atkinson 7.0	Chichi	Chichi	Tottori	
	S49	ENT		TCU095	1518	3920	
13	0	1	0	1	1	1	MIR Id base
	0	0	0	0	1	0	MIR Id 10% Increase
	1	1	1	1	1	1	HIR Id 20% Increase
	1	1	1	1	1	1	HIR Id base
	1	1	1	1	1	1	HIR Id 10% Increase
	0	0	0	0	0	0	MIR Id base Inclusion
	0	0	0	0	0	0	HIR Id base Inclusions
9	1	1	0	1	1	1	MIR Id base
	0	1	0	1	1	0	MIR Id 10% Increase
	1	1	1	1	1	1	HIR Id 20% Increase
	1	1	1	1	1	1	HIR Id base
	1	1	1	1	1	1	HIR Id 10% Increase
	0	0	0	0	0	0	MIR Id base Inclusion
	0	0	0	0	0	0	HIR Id base Inclusions

	Low-frequency content ground motions stability classification						
Pente	Loma Prieta	Northridge	San Fernando	Morgan	Tabas	Kocaeli	CAS ÉTUDIÉ
	804	1709	80	455	143	1165	
	1	1	0	0	1	1	MIR Id base
	1	1	0	0	1	1	MIR Id 10% Increase
	1	1	1	1	1	1	HIR Id 20% Increase
13	1	1	1	1	1	-	HIR Id base
	1	1	1	1	1	-	HIR Id 10% Increase
	0	0	0	0	0	0	MIR Id base Inclusion
	0	0	0	0	0	0	HIR Id base Inclusions
	1	1	1	1	1	1	MIR Id base
	1	1	1	0	1	1	MIR Id 10% Increase
	1	1	1	1	1	1	HIR Id 20% Increase
9	1	1	1	1	1	-	HIR Id base
	1	1	1	1	1	-	HIR Id 10% Increase
	0	0	0	0	0	0	MIR Id base Inclusion
	0	0	0	0	0	0	HIR Id base Inclusions

*Les parc à résidus stable ont une valeur égale à zéro et les instables une valeur égal à un dans la colonne de stabilité

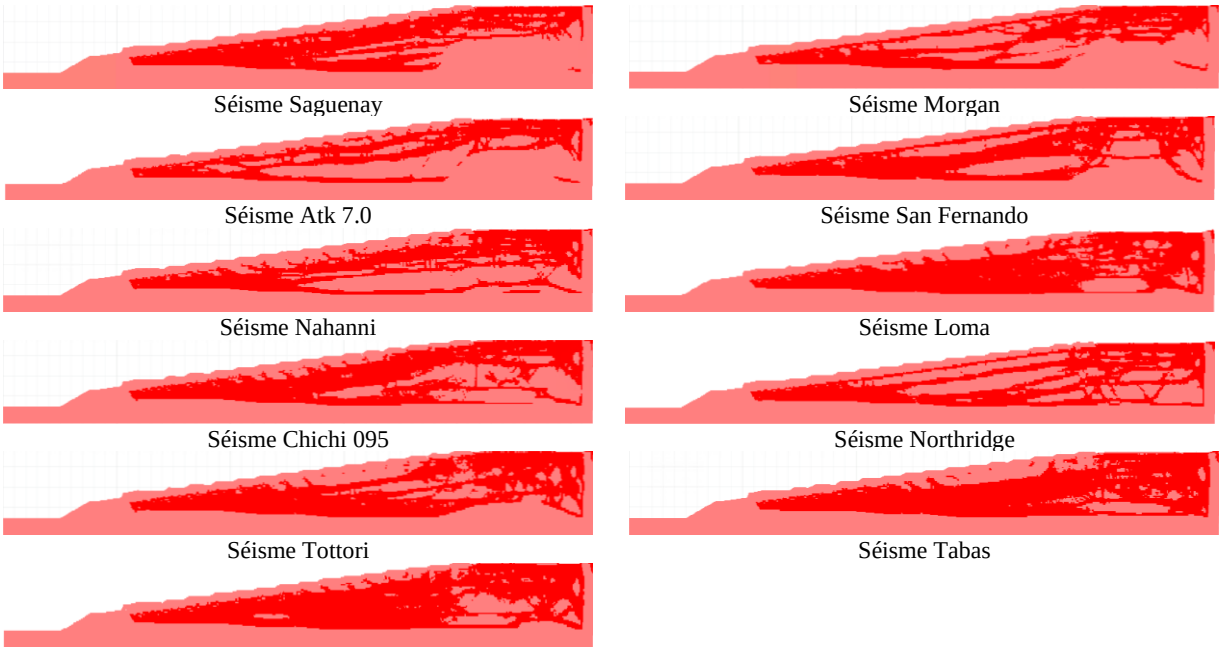


Figure AE-1 Zones avec une r_u maximal égale ou supérieure à 0.8 à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec un incrément de I_d de 10% pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité



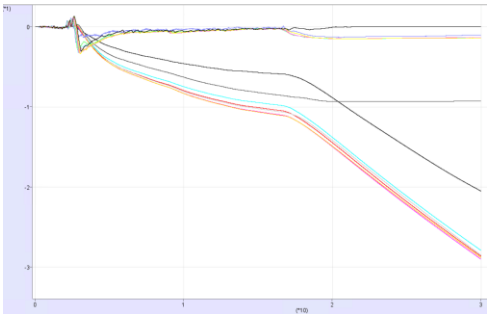
Figure AE-2 Zones avec une r_u maximal égale ou supérieure à 0.8 à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec un incrément de I_d de 20% pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité



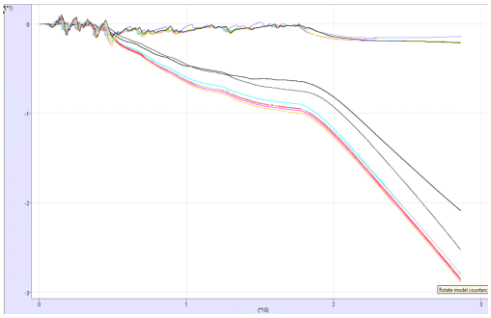
Figure AE-3 Zones avec une déplacement égale ou supérieure à 1.0 m à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec un incrément de I_d de 10% pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité



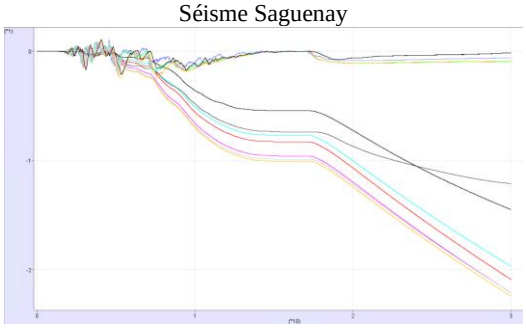
Figure AE-4 Zones avec une déplacement égale ou supérieure à 1.0 m à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec un incrément de I_d de 20% pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité



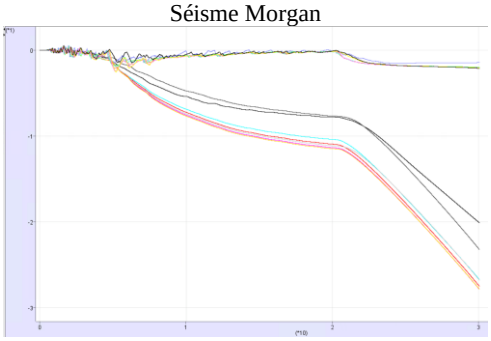
Séisme Saguenay



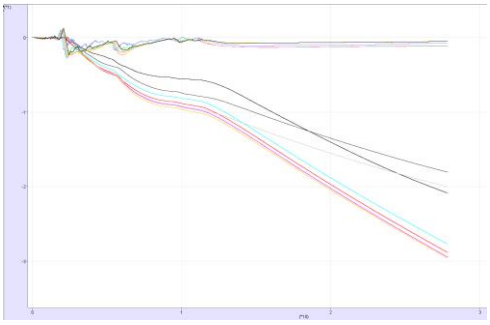
Séisme Morgan



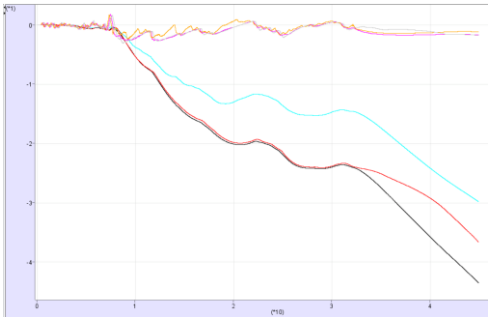
Séisme Atk 7.0



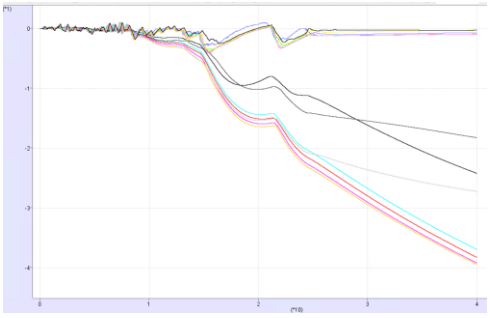
Séisme San Fernando



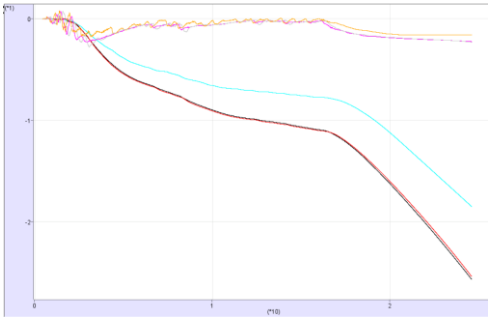
Séisme Nahanni



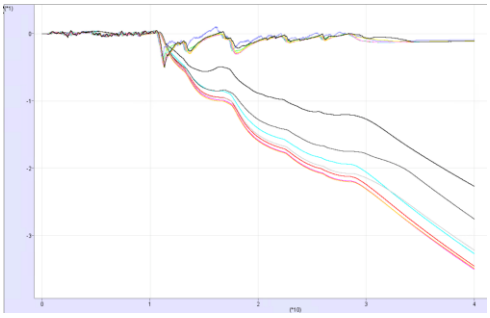
Séisme Loma



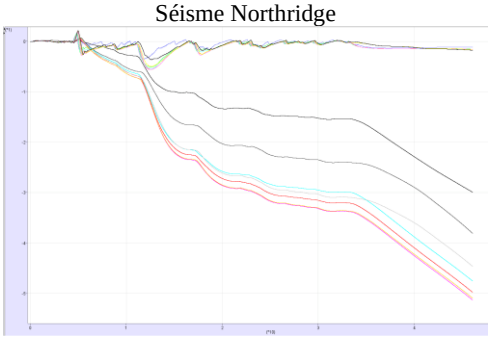
Séisme Chichi 095



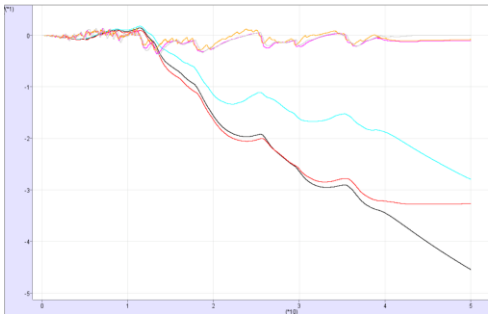
Séisme Northridge



Séisme Tottori

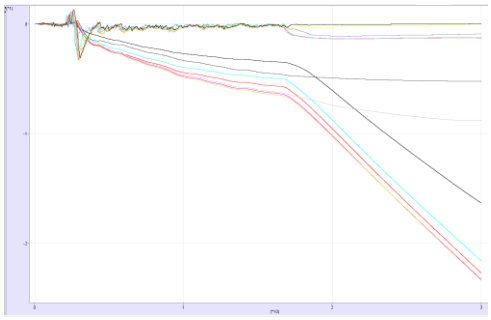


Séisme Tabas

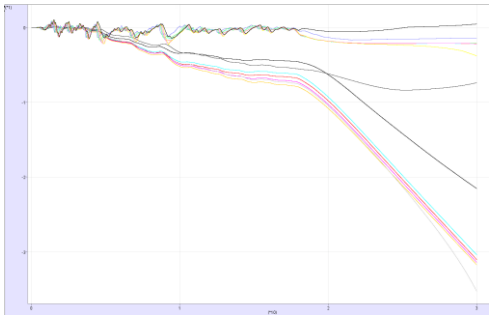


Séisme Chichi 1518

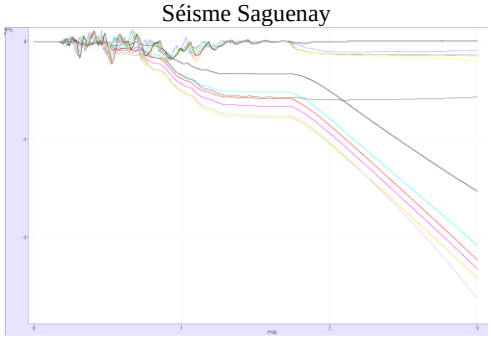
Figure AE-5 Déplacements (m) et vitesses (m/s) sismiques et post sismiques (Axe Y) le long de la pente vs Temps (s) (Axe X) pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec un incrément de I_d de 10% pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité



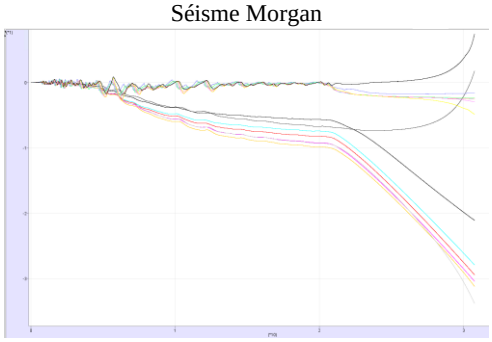
Séisme Saguenay



Séisme Morgan



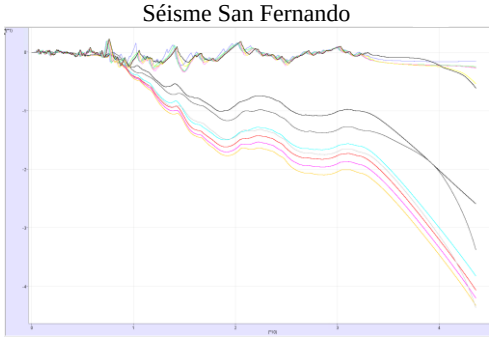
Séisme Atk 7.0



Séisme San Fernando



Séisme Nahanni



Séisme Loma

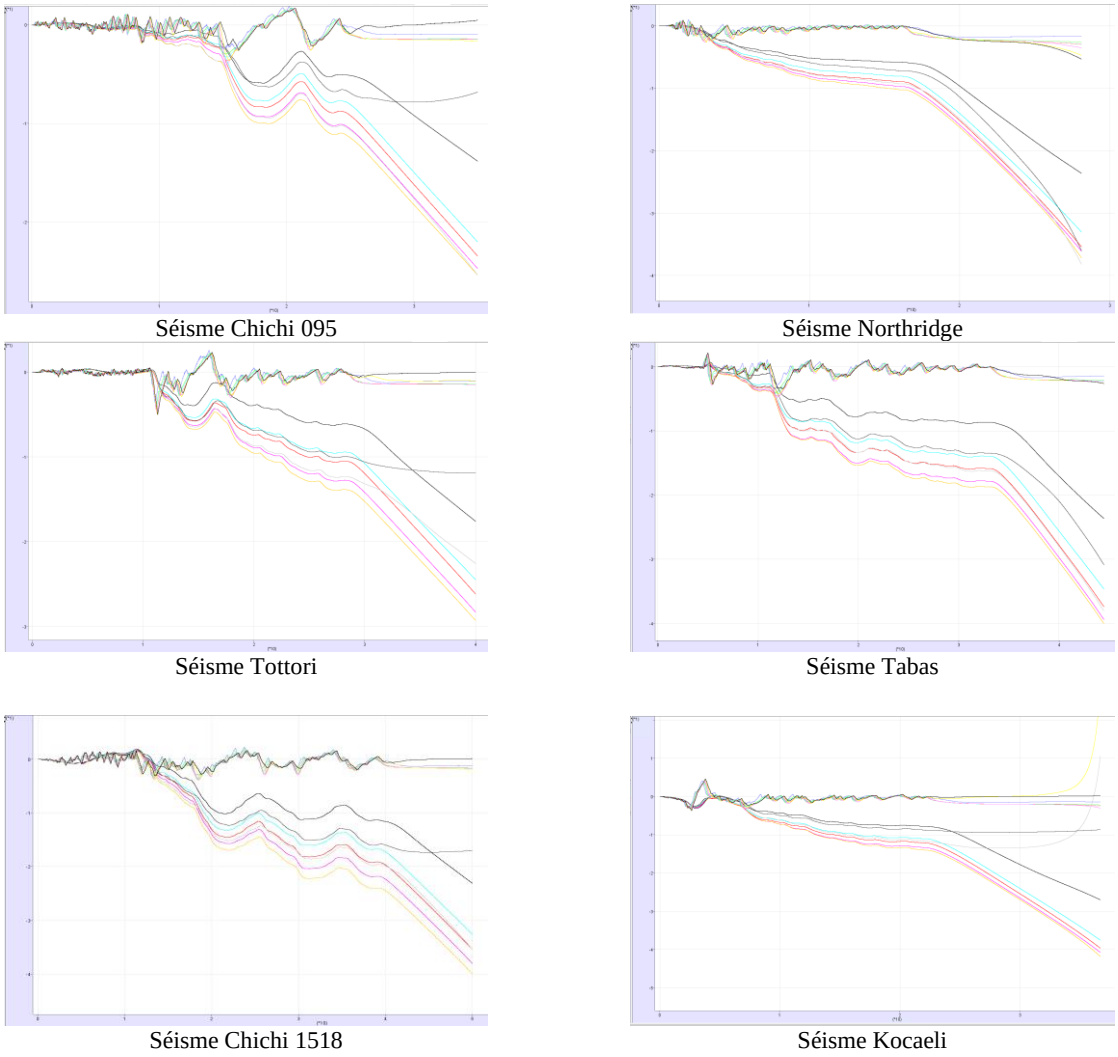


Figure AE-6 Déplacements (m) et vitesses (m/s) sismiques et post sismiques (Axe Y) le long de la pente vs Temps (s) (Axe X) pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec un incrément de I_d de 20% pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité

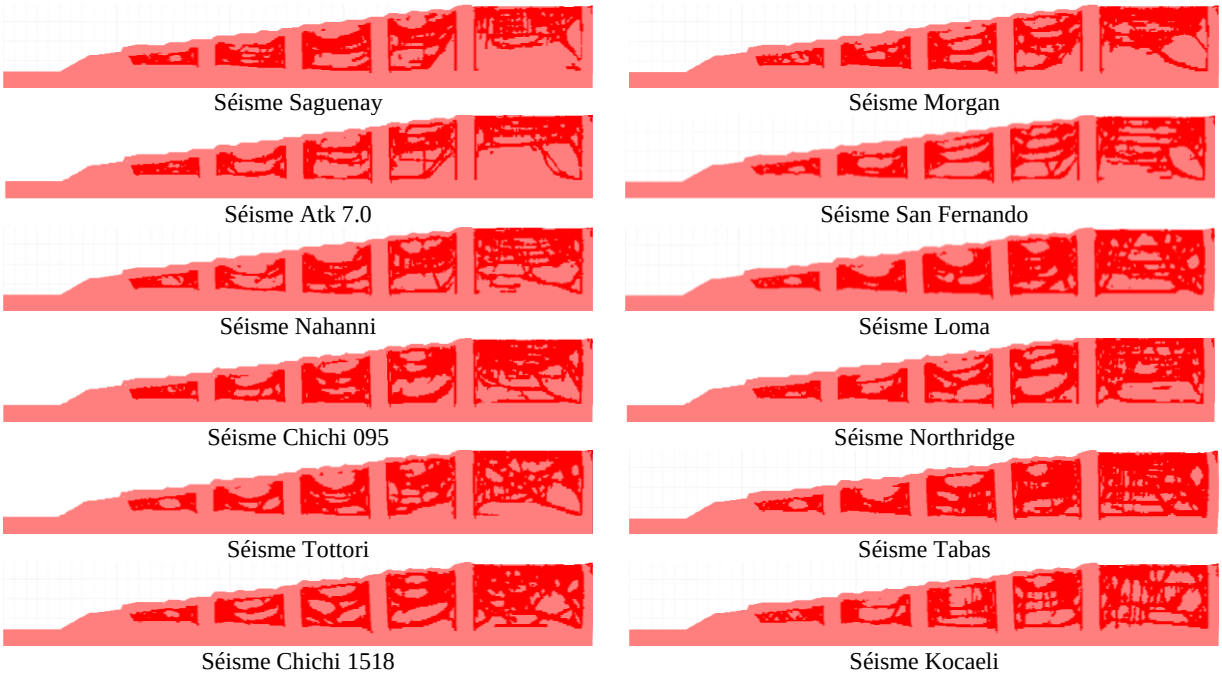


Figure AE-7 Zones avec une r_u égale ou supérieure à 0.8 à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec les inclusions de roches stériles, WRI, pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité

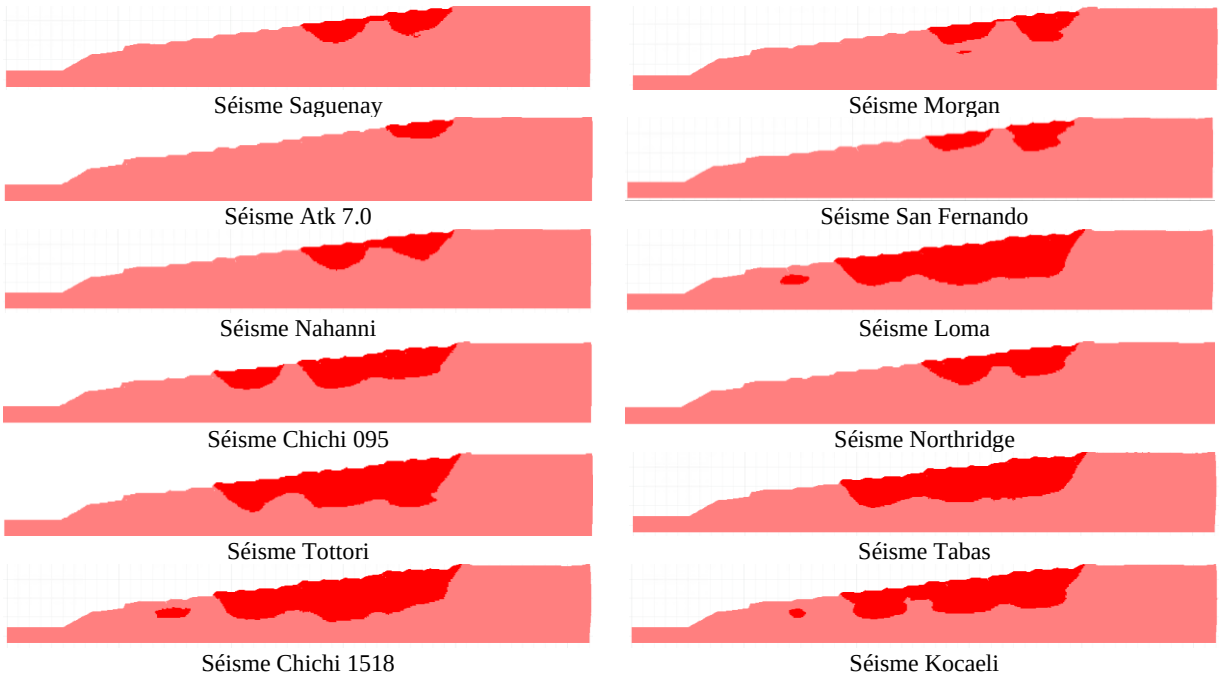
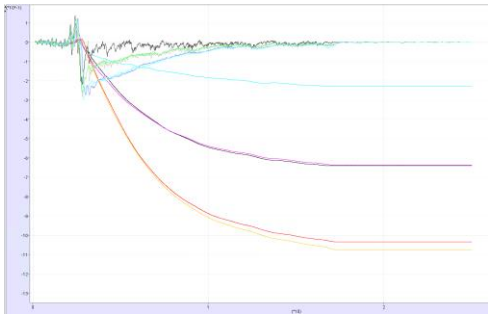


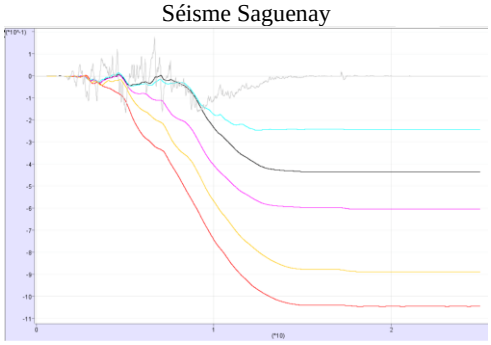
Figure AE-8 Zones avec une déplacement égale ou supérieure à 1.0 m à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec les inclusions de roches stériles, WRI, pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité



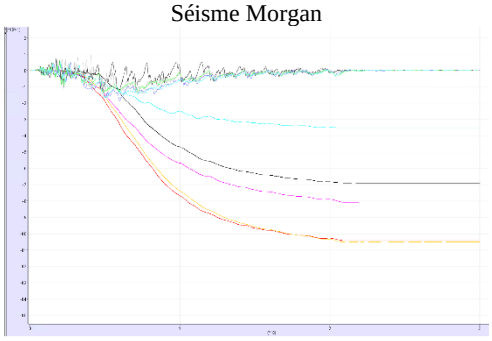
Séisme Saguenay



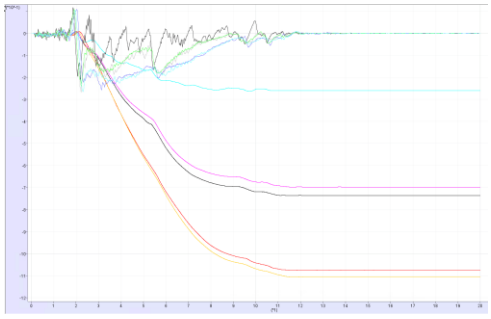
Séisme Morgan



Séisme Atk 7.0



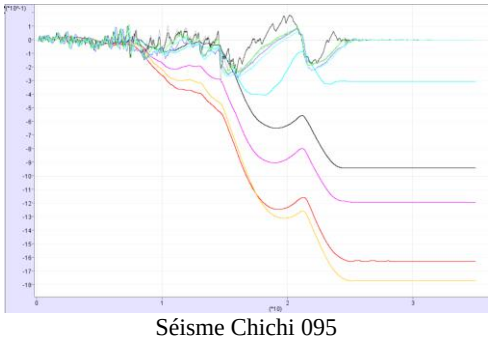
Séisme San Fernando



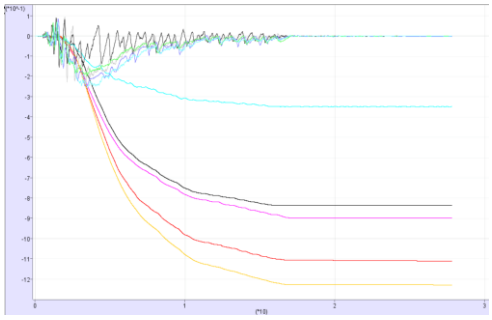
Séisme Nahanni



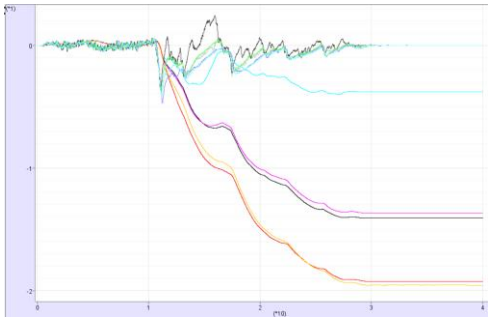
Séisme Loma



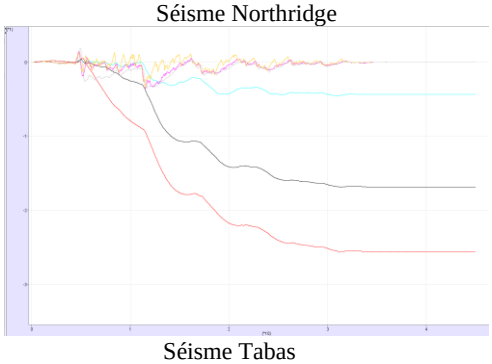
Séisme Chichi 095



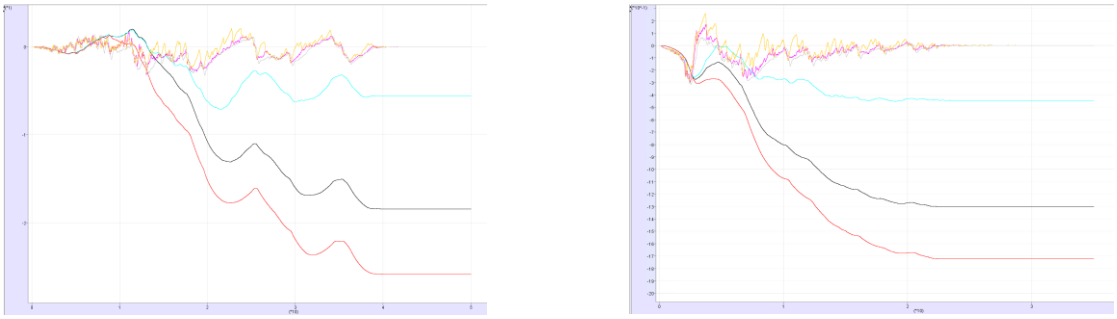
Séisme Northridge



Séisme Tottori



Séisme Tabas



Séisme Chichi 1518 Séisme Kocaeli

Figure AE-9 Déplacements (m) et vitesses (m/s) sismiques et post sismiques (Axe Y) le long de la pente vs Temps (s) (Axe X) pour un parc à résidus avec un pente 13H :1V renforcés avec les inclusions de roches stériles, WRI, pour de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence pour la région de haute intensité

ÉTIMATION DU POURCENTAGE DU VOLUME DES RÉSIDUS LIQUÉFIÉS AVEC L'INCRÉMENT DE L'INDICE DE DENSITÉ ET L'AJOUT DES INCLUSIONS CONÇUES POUR LA CONSOLIDATION

Le pourcentage du volume liquéfié pour le calcul de la probabilité de rupture est calculé comme le volume de résidus liquéfiés divisé par le volume total de résidus dans le parc à résidus modélisé. La distance du parc à partir du dernier rehaussement et la limite du modèle est égale à 110 m pour toutes les pentes.

The estimation of the percentage of the volume of liquefied tailings inside the impoundment including the effect of the density index increase and the WRI can be calculated with intensity measures, IM, at the rock. The estimation for the simulated impoundments can follow the equation and the IMs proposed by Contreras et al. (202bb) for upstream impoundments (Equation 1, chapter 6). For the density index increases cases, the I_d can be added as third parameter.

$$Ln(\%Vol_{liq}) = C_0 + C_1 Ln(IM_1) + C_2 Ln(IM_2) + C_3 Ln(I_d) \pm \varepsilon \qquad \text{(AE-1)}$$

The combination of *PGV* and $Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$ as IM's gives a reliable model for high and low frequency motions and both tested slopes. Table AE-4 summarizes, the coefficients for each slope and for both simulated slopes; the residuals (ln $\%Vol\ Liq_{observed}$- ln $\%Vol\ Liq_{predicted}$) for all slopes and frequencies is shown in Figure AE-2. With C_0, C_1, C_2 and C_3 as model coefficients, IM_1 and IM_2 are the IMs used to predict the volume of liquefied tailings and I_d is the percentage increase (with 1 for I_d base, 10 for I_d increase of 10%, etc.) and ε is a normally distributed random variable with zero mean and a standard deviation (σ) in Ln units. The residuals plots show negligible bias except for some results in the I_d increase volume estimation for high frequency motion where the percentage of volume of liquefied tailings were inferior or equal to 5%.

Note that Equation AE-1, can yield values superior to 100%. Values higher than 100% should be understood as total liquefaction of the tailings impoundment. The *IMs* used to predict the percentage of volume liquefied can be obtained from empirical relationships or attenuation ground motions models (see for more details Contreras et al., 2022b).

Table AE-4 Regression coefficients to the proposed model of the percentage of liquefied tailings and for reinforced upstream tailings impoundments with waste rock inclusions for high and low frequency motions for high and low frequency motions

High and Low frequencies						
	Density Index increase			Waste rock inclusions		
	All slopes	Slope 13H:1V	Slope 9H:1V	All slopes	Slope 13H:1V	Slope 9H:1V
Co	4.1739	4.2896	4.0583	3.6658	3.6504	3.6813
C1 (PGV)	0.3273	0.3736	0.2811	0.2855	0.2930	0.2780
C2 ($Sa_{0.3s\ to\ 1.0s}$)	0.7777	0.7275	0.8279	0.9655	0.9489	0.9822
C3 (I_d%)	-0.1744	-0.1424	-0.2063	NA	NA	NA
σ	0.3605	0.3689	0.3520	0.2220	0.1983	0.2517

SD Standard deviation

NA – Not Applicable, indicates that the parameter is not necessary

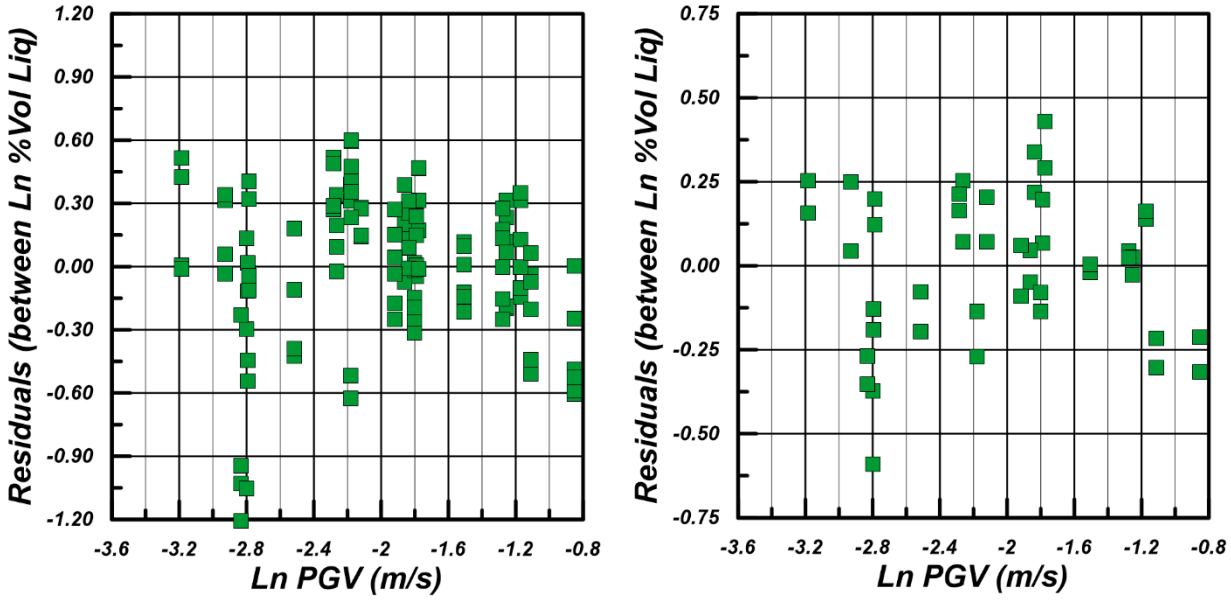


Figure AE-10 Residuals of the proposed model for all slopes of the percentage of volume of liquefied tailings against the PGV for High frequency and Low frequency motions a) I_d increase b) Waste rock inclusions.

ANNEXE F INFLUENCE DU TYPE DE SOL DE FONDATION SUR LA STABILITÉ DYNAMIQUE D'UN PARC À RÉSIDUS

RÉSULTATS SUPPLÉMENTAIRES ET DONNÉES

Tableau AF-1 Pourcentage de volumes de résidus liquéfiés (Vol Liq) dans la zone située sous la pente, et à la distance de la crête égale à une fois la hauteur des résidus (Figure 6, Chapitre 8) et déplacements horizontaux maximaux (Figure 7, Chapitre 8) pour une hauteur du parc de 30m d'une fondation d'argile silteuse suivie du till et du socle rocheux

Type fondation	Séisme		% Volume Liquefaction		Max Disp Fin séisme	
			11H	9H	11H	9H
High-frequency content ground motions						
Fondation Clay Till	Saguenay	S49	4	3	0.1	0.1
	Nahanni	ENT	14	21	0.5	1.2
	Atk	42-2	4	2	0.1	0.1
	Chichi	1518	49	52	5.0	6.5
	Tottori	3920	16	6	0.5	0.4
Low-frequency content ground motions						
Foundation Clay Till	Northridge	1709-2	40	48	3.0	5.0
	Loma	804	55	62	6.5	9.0
	San F	80	15	15	0.8	0.9
	Morgan	455	11	14	0.4	0.9
	Kocaeli	1165	57	58	5.5	7.5

Tableau AF-2 Pourcentage de volumes de résidus liquéfiés (Vol Liq) dans la zone située sous la pente, et à la distance de la crête égale à une fois la hauteur des résidus (Figure 6, Chapitre 8) et déplacements horizontaux maximaux (Figure 7, Chapitre 8) pour une hauteur du parc de 30m d'une fondation du till et du socle rocheux

Type fondation	Séisme		% Volume Liquefaction		Max Disp Fin séisme	
			11H	9H	11H	9H
High-frequency content ground motions						
Fondation Till	Saguenay	S49	32	46	1.8	4.5
	Nahanni	ENT	41	42	1.8	2.8
	Atk	42-2	23	39	0.9	2.5
	Chichi	1518	54	57	5.5	7.5
	Tottori	3920	38	47	3.0	4.3
Low-frequency content ground motions						
Fondation Till	Northridge	1709-2	56	53	4.5	6.0
	Loma	804	64	72	7.5	8.5
	San F	80	47	55	3.8	6.0
	Morgan	455	40	46	3.3	5.0
	Kocaeli	1165	63	67	6.0	6.0

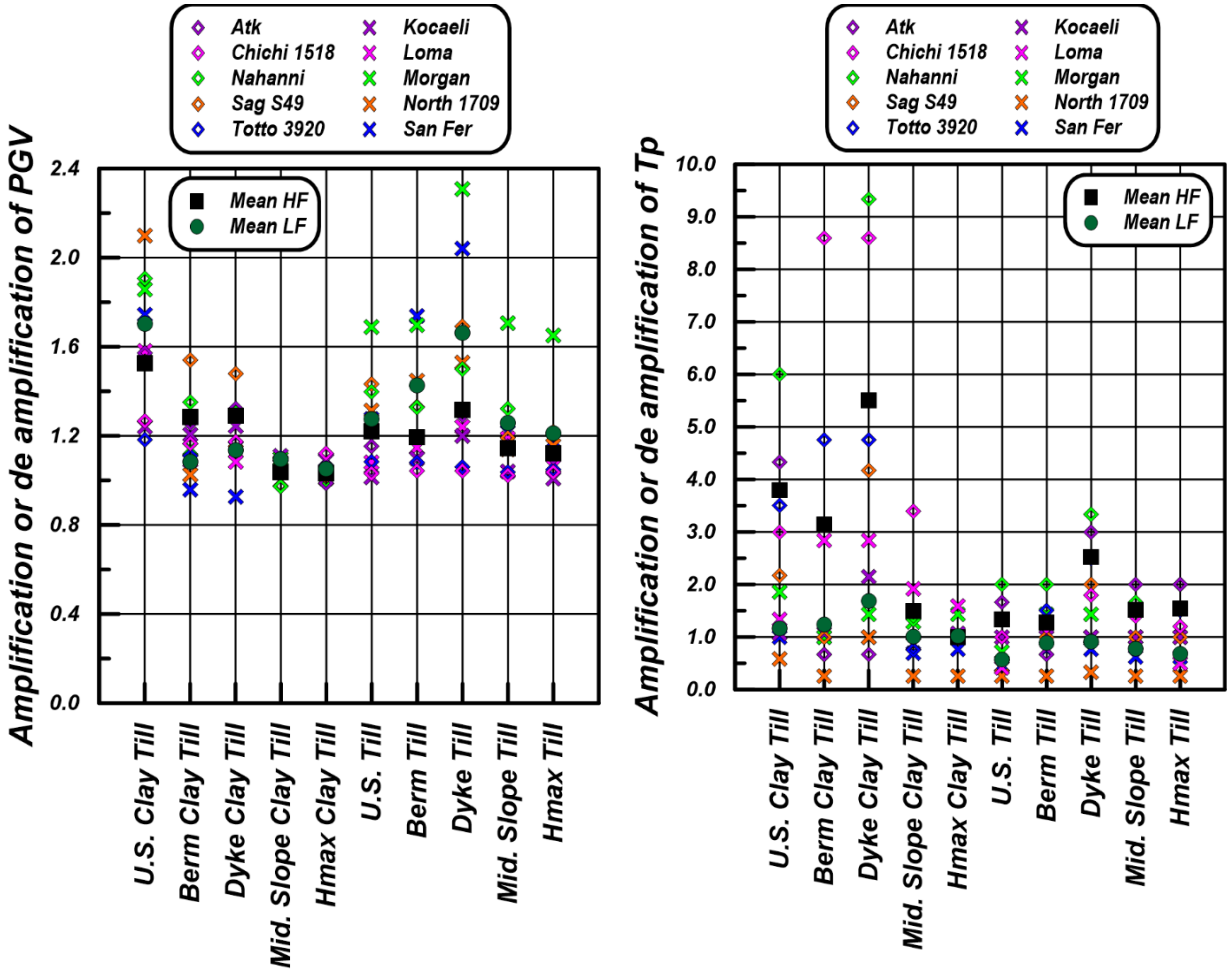


Figure AF-1Estimation de l'amplification ou atténuation des paramètres sismiques mesurés à la partie supérieure de la fondation pour chaque type de fondation à de différentes positions sur le parc à résidus avec une pente 11H:1V a) *PGV* b) T_p

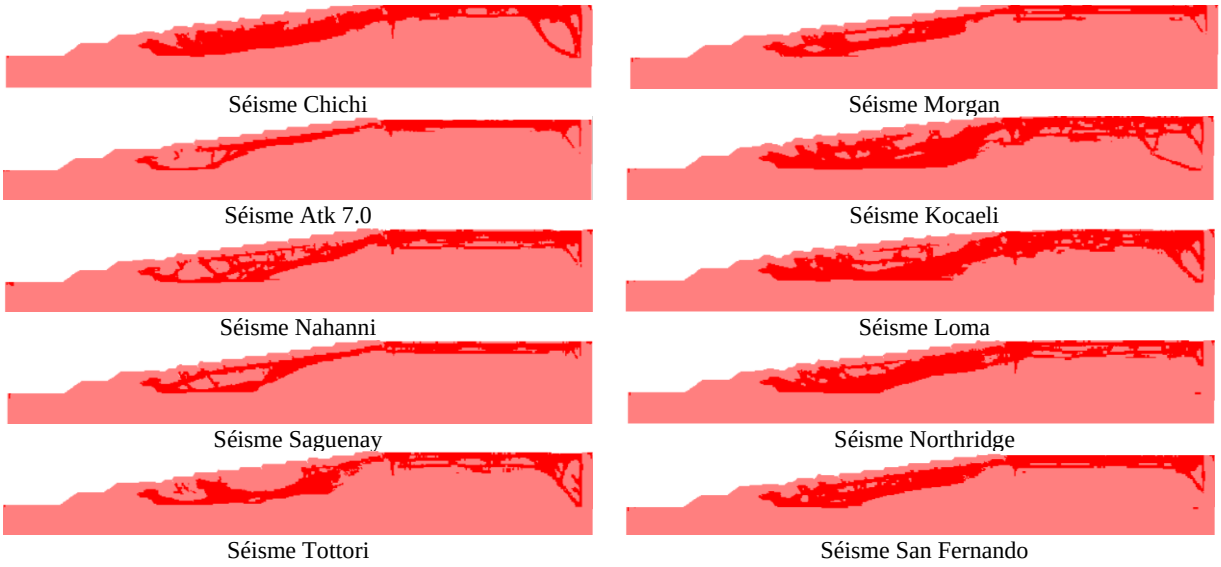


Figure AF-2 Zones avec une r_u maximal égale ou supérieure à 0.8 à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 11H :1V et une fondation du till avec de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence

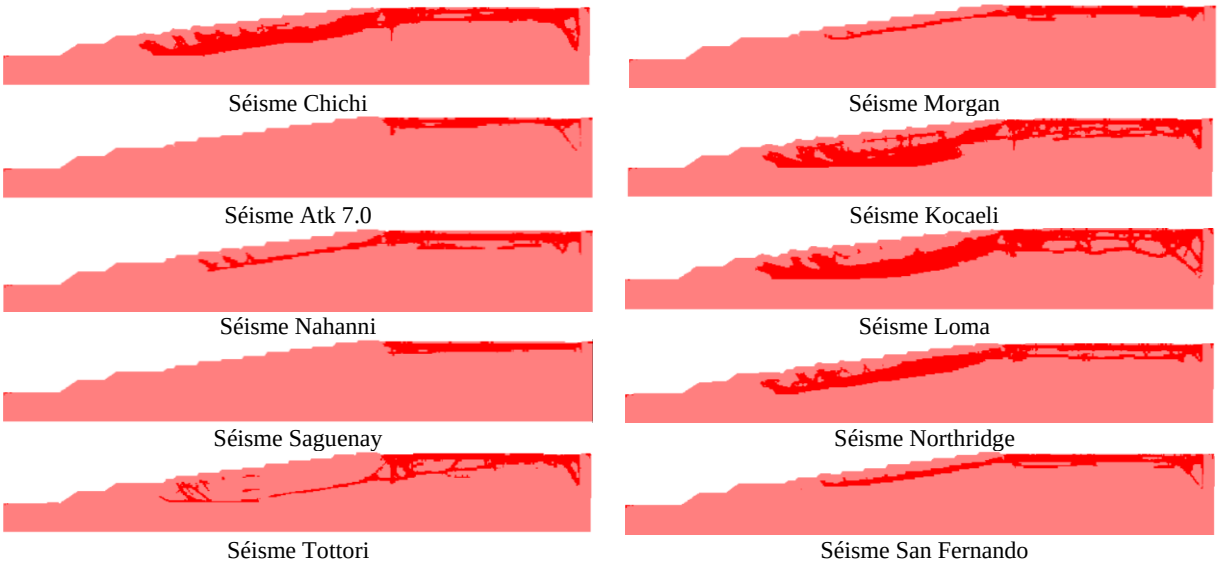


Figure AF-3 Zones avec une r_u maximal égale ou supérieure à 0.8 à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 11H :1V et une fondation d'argile silteuse suivie du till avec de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence

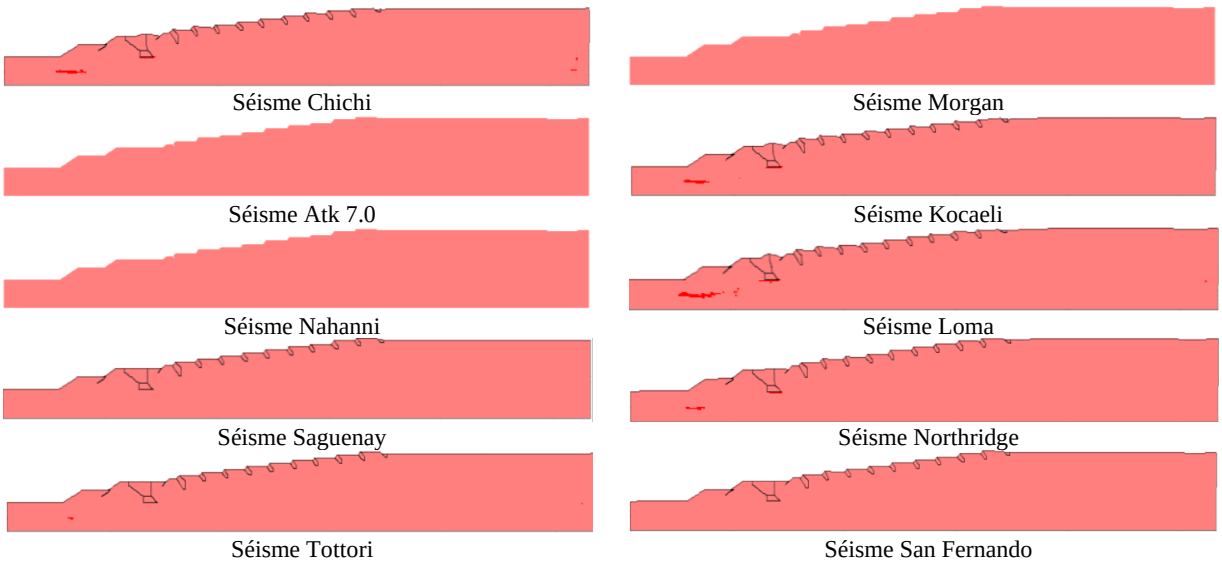


Figure AF-4 Zones de la fondation avec une déformation au cisaillement égale ou supérieure à 3% à la fin du séisme pour un parc à résidus avec un pente 11H :1V et une fondation d'argile silteuse suivie du till avec de séismes de haute (droite) et basse (gauche) fréquence

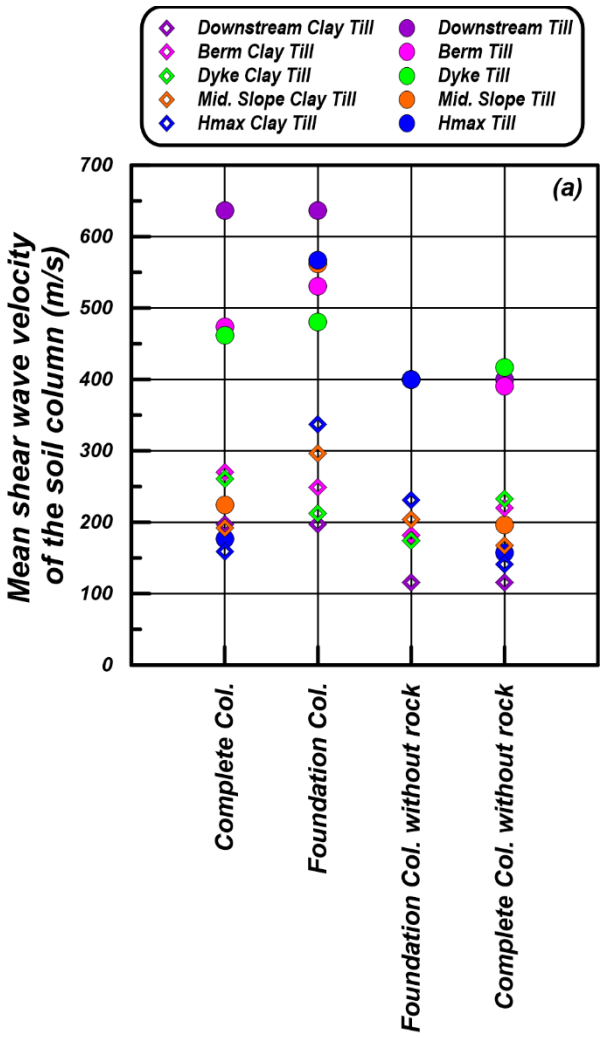


Figure AF-5 Vitesse moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement de la colonne complète ou uniquement de la fondation du sol avec et sans le socle rocheux à différentes positions sur le parc à résidus avec une pente 11H:1V